

DIMENSIONAMENTO AUTOMÁTICO DE ESTRUTURAS
DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Nilson Corrêa Menezes

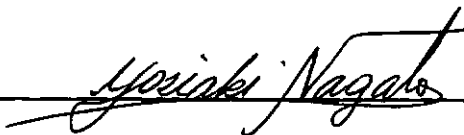
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).


Aprovada Por:



Presidente







RIO DE JANEIRO - RJ - BRASIL
FEVEREIRO DE 1977

i

Aos meus pais,
presença e incentivo cons
tantes ao meu trabalho.

AGRADECIMENTOS

Aos mestres que me acompanham por vinte anos e que, cada um ao seu modo, contribuíram para a consecução deste trbalho.

Ao Professor HUMBERTO LIMA SORIANO, pela valiosa orientação e amizade recebidas.

Aos Professores FERNANDO LOBO CARNEIRO e CARLOS HENRIQUE HOLCK pelas sugestões apresentadas.

Aos professores e colegas da COPPE pelos ensinamentos ministrados e amizade demonstrada.

Aos Engenheiros JAQUES ARNALDO SZCZERBACKI e NELSON SZILARD GAGOUL precursores deste trabalho.

Às recepcionistas e pessoal de apoio do Núcleo de Computação Eletrônica da UFRJ.

À WANDA F. ROCHA, pela magnífica apresentação grãfica deste trabalho.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

RESUMO

Este trabalho aborda o dimensionamento de estruturas de edifício em concreto armado, através de computador. Foi desenvolvido um sistema em linguagem FORTRAN IV, aonde os pavimentos do edifício são tratados como grelhas. Os pilares da estrutura funcionam como apoios elásticos à rotação.

Os dados de entrada ao sistema são as características geométricas, topológicas e de carregamento do edifício bem como as propriedades dos materiais.

O sistema, além dos esforços na estrutura, fornecerá as seções de armadura das lajes, vigas e pilares.

No final da tese encontram-se o manual de entrada, um exemplo de utilização, bem como a listagem do programa-fonte.

Foram utilizadas as recomendações do CEB, na formulação referente ao concreto armado.

ABSTRACT

The design of reinforced concrete multistory building by computer is the goal of this work. A FORTRAN IV language system, where the stories are grids, which lie on elastic supports, was developed.

The system input datas are the geometric, topologic and load features of the structure, as well the material properties.

The system lists the structure efforts and the reinforced sections of beams, slabs and columns as output.

The listing of the source statements, an artificial example and the program user's manual are herein at the end of thesis.

The CEB recommendations concerning reinforced concrete formulation was used.

ÍNDICE

Capítulos:		Páginas:
	INTRODUÇÃO	1
I	CONCEITOS GERAIS	5
	1.1 Introdução	5
	1.2 Método das Forças e Método dos Deslo camentos	6
	1.3 Esquema Geral do Método dos Desloca mentos	8
II	MATRIZ DE RIGIDEZ	11
	2.1 Elemento Grelha	11
	2.2 Matriz de Rigidez da Estrutura	26
	2.3 Apoios Elásticos	34
	2.4 Excentricidade dos Elementos	36
III	VETOR DE CARREGAMENTO	45
	3.1 Carga Distribuída	45
	3.2 Carga Concentrada	50

Capítulos:		Páginas:
IV	RESOLUÇÃO DO SISTEMA	53
	4.1 Matriz de Rigidez em Blocos	53
	4.2 Triangularização da Matriz de Rigi dez	55
	4.3 Cálculo dos Deslocamentos	60
	4.4 Esforços na Estrutura	64
V	HIPÓTESES ADOTADAS PARA O CONCRETO E AÇO..	68
	5.1 Bases de Cálculo	68
	5.2 Diagramas Tensão-Deformação dos Mate riais	72
VI	VIGAS	79
	6.1 Solicitações Normais	79
	6.2 Solicitações Tangenciais	88
VII	LAJES	106
	7.1 Reações nas Vigas	106
	7.2 Momentos nas Lajes	110
	7.3 Dimensionamento	116
VIII	PILARES	119
	8.1 Flexão Composta Reta	119
	8.2 Flambagem na Flexão Reta	121
	8.3 Dimensionamento na Flexão Reta	128
	8.4 Flexão Composta Obliqua	140

Capítulos:	Páginas:
8.5 Flambagem na Flexão Oblíqua	149
8.6 Dimensionamento à Flexão Oblíqua ...	151
IX PROGRAMA AUTOMÁTICO	153
9.1 Apresentação	153
9.2 Subrotinas do Programa DESEC	154
9.3 Fluxograma Simplificado do Programa DESEC	161
9.4 Estrutura dos Dados de Entrada	170
9.5 Esquema de Recepção dos Dados de En- trada	174
9.6 Índices de Controle	176
9.7 Detecção de Erros nos Dados de Entra- da	177
9.8 Manual de Utilização do Programa DESEC	184
X EXEMPLO E CONCLUSÕES	203
10.1 Descrição do Exemplo	203
10.2 Descrição dos Dados de Entrada	208
10.3 Comparação de Resultados	209
10.4 Conclusões e Sugestões	212
BIBLIOGRAFIA	214
NOTAÇÕES	219

Apêndices:

Páginas:

A	LISTAGEM DO PROGRAMA DESEC	226
B	PROGRAMA DESEC/BIBLIOTECA	282

INTRODUÇÃO

Com o incremento do uso dos computadores digitais, o cálculo de estruturas hiperestáticas está, dia a dia, se tornando tarefa das mais simples, bastando apenas que se disponha para isto, de um programa automático.

Cada vez mais aproxima-se a idealização estrutural, da estrutura real. Assim como usavam-se métodos numéricos de cálculo para a resolução de vigas contínuas (método de Cross), passou-se a utilizar programas automáticos de cálculo de pórticos planos, estruturas espaciais, ou mesmo espaciais de eixos curvos.

Porém esses trabalhos paravam no cálculo dos esforços nos elementos, e, se tratando de elementos de concreto armado, não desciam até o dimensionamento das respectivas armaduras.

Neste trabalho, procurou-se unir um programa automático de cálculo de estruturas reticuladas a um dimensionamento de peças em concreto armado, onde dada as características de um edifício, se possa ter as armaduras das lajes, vigas e pilares devidamente solucionadas.

O edifício em análise foi idealizado como uma estrutura onde o conjunto de vigas de cada pavimento funciona como uma grelha e seus apoios (pilares) são considerados elásticos nas direções dos graus de liberdade da estrutura, exceto na aquela normal ao plano do pavimento.

O uso de grelha para análise estrutural de edifícios, proporciona um resultado mais preciso que o dado pelos métodos tradicionais de discretização da estrutura em diversas vigas contínuas e/ou isostáticas.

Embora seja menos refinada que o pórtico espacial, a idealização de grelhas para os propósitos deste trabalho - dimensionamento de edifícios que não estejam submetidos a esforços laterais - é plenamente satisfatória, além do que pode-se tomar partido dos chamados pavimentos tipos, trazendo uma simplificação nos cálculos, que não seria conseguida se fosse utilizada uma análise tridimensional.

Quando da introdução de apoios elásticos, chega-se

a resultados que podem ser classificados como um meio termo entre os obtidos com uma grelha simples e aqueles conseguidos através da análise por pórticos espaciais. Na Figura 1 tem-se uma visualização do tipo de estrutura considerado, na análise de edifícios, neste trabalho.

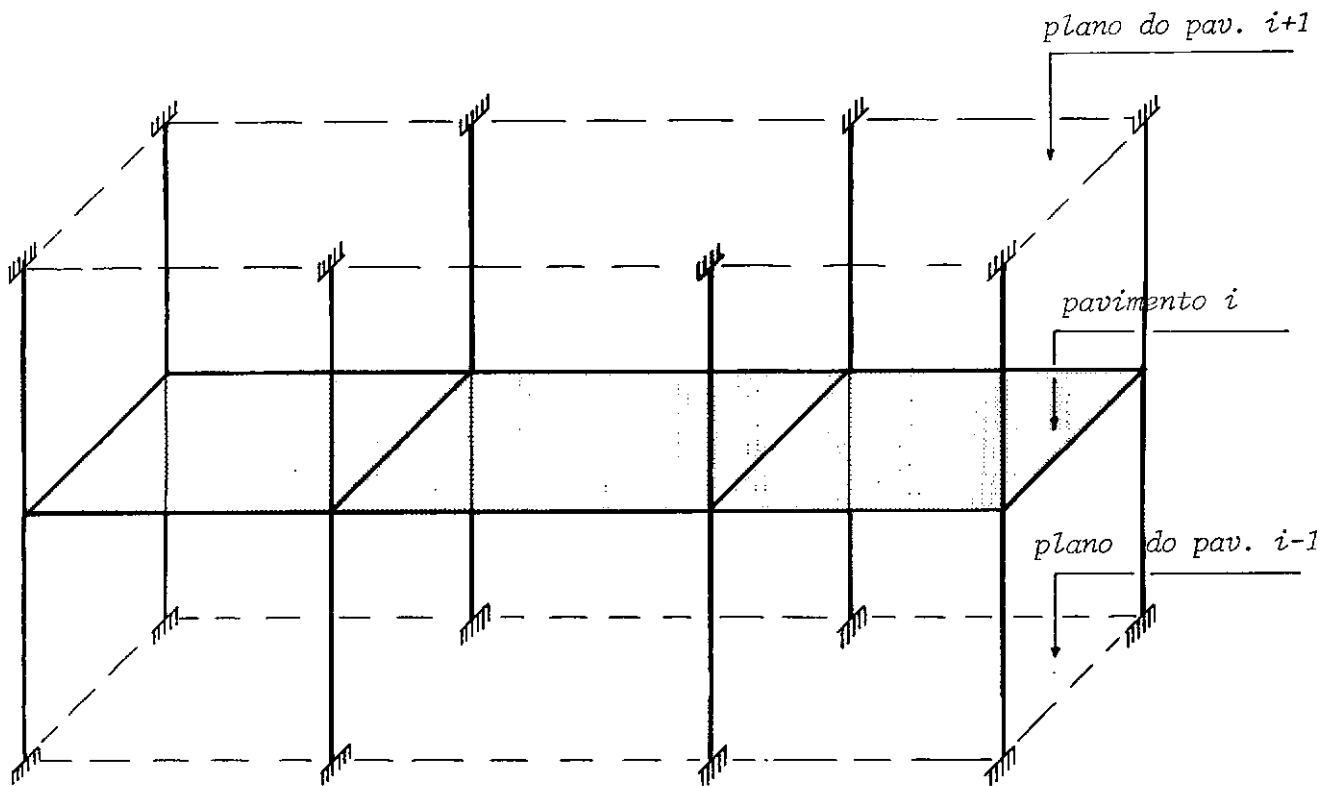


FIGURA 1 - Esquema do Tipo de Estrutura Utilizado Neste Trabalho.

Este trabalho foi dividido em três partes. Na primeira estão assentadas as bases teóricas para resolução matricial

cial de uma estrutura em grelha sobre apoios elásticos (Capítulos I a IV). A esta seguem as considerações a respeito dos materiais empregados (concreto e aço) na constituição dos elementos estruturais, bem como o dimensionamento destas peças, tudo isto à luz das recomendações do Comitê Europeen du Bêton (CEB). Os Capítulos IX e X, constituem a terceira e última parte onde é abordado o programa automático DESEC de dimensionamento de estruturas de edifício em concreto armado.

Optou-se pela utilização das recomendações do CEB, por serem de boa recepção entre os projetistas, além do que, estavam as normas brasileiras relativas ao concreto armado, quando do início deste trabalho, sofrendo um processo de modificação de conceitos.

Contudo, quando da consideração de redução das cargas nos pilares ao longo dos pavimentos do edifício, bem como dos valores mínimos de armadura dos pilares, lançou-se mão de conceitos emitidos pelas normas da ABNT ^{1,2,3}.

CAPÍTULO I

CONCEITOS GERAIS

1.1 INTRODUÇÃO

Quando da análise de estruturas, onde, uma discretização em elementos é possível, o cálculo matricial encontra um vasto emprego.

Ao processo matricial de análise de estruturas reticuladas, estão ligados dois métodos: o das forças (flexibilidade) e dos deslocamentos (rigidez).

Qualquer dos dois métodos acima enumerados podem ser utilizados, quando da resolução de estruturas correntes de edifícios, pois, uma discretização destas estruturas em elementos de barras sempre é possível.

1.2 MÉTODO DAS FORÇAS E MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS

Tanto o método das forças como o dos deslocamentos, estão baseados no princípio da superposição de efeitos. A escolha de um método ou de outro depende, muito das vezes, da estrutura em análise ou dos meios disponíveis.

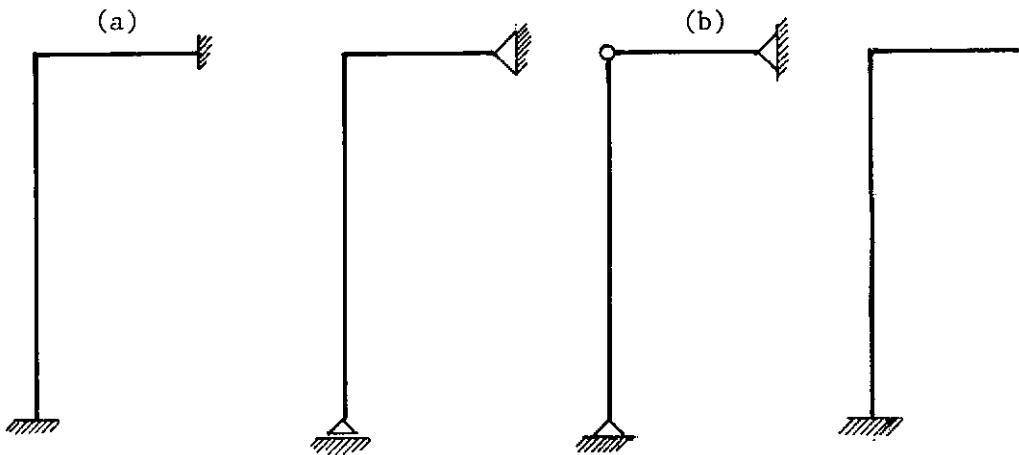


FIGURA 1.1 - Estrutura Real e Três Sistemas Isostáticos Possíveis.

No método das forças, a determinação dos esforços na estrutura é feita idealizando-se, sobre a estrutura hiperestática original um sistema isostático e procurando-se, através da compatibilidade de deslocamentos, a restituição da estrutura original.

No caso de estruturas de baixo grau de hiperestaticidade (Figura 1.1a) é fácil a determinação de sistemas isostá

ticos possíveis (Figura 1.1b), porém esta escolha se torna tanto mais vaga, quanto mais complexa seja a estrutura em an \bar{a} lise, o que pode levar \bar{a} determina \bar{c} o de um sistema isost \bar{a} tico inadequado ao problema. Diante disto, \bar{e} quase impratic \bar{a} vel, o uso deste m \bar{e} todo, quando se deseja fazer uma an \bar{a} lise atrav \bar{e} s de computadores digitais.

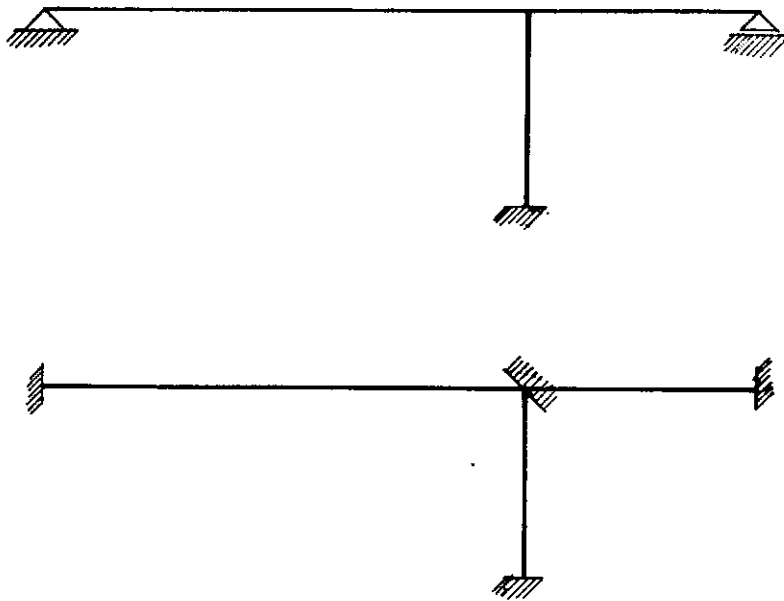


FIGURA 1.2 - Estrutura Original e Estrutura de Nós Engastados

O m \bar{e} todo dos deslocamentos, ao contr \bar{a} rio do m \bar{e} todo das for \bar{c} as, n \bar{a} o mais utiliza uma estrutura isost \bar{a} tica, mas sim um sistema, onde os nós da estrutura original s \bar{a} o substitu \bar{i} dos por engastes totais (Figura 1.2). Percebe-se, que o sistema associado tem um caracter un \bar{i} voco com a estrutura original, prestando-se sobremaneira o m \bar{e} todo, a uma an \bar{a} lise por interm \bar{e} dio de

computadores, daí a escolha da sua utilização na resolução das estruturas de edifícios abordadas neste trabalho.

1.3 ESQUEMA GERAL DO MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS

Este trabalho ocupar-se-á das estruturas reticuladas em grelha, com pequenas peculiaridades, devido à própria condição do problema proposto, a análise de estruturas de edifícios.

Segue-se em síntese, os passos básicos utilizados em uma análise pelo método dos deslocamentos e, em particular, para o caso do trabalho proposto.

- a) inicia-se com a determinação do problema, definindo-se as características topológicas e geométricas da estrutura, bem como o seu carregamento;
- b) cálculo dos cosenos diretores dos elementos e dos apoios, em relação a um sistema de referência dito global;
- c) consideração de vigas excêntricas;
- d) cálculo da matriz de rigidez de cada elemento;

- e) montagem da matriz de rigidez da estrutura, $[S]$;
- f) montagem do vetor das cargas, $\{A\}$;
- g) resolução do sistema $\{A\} = [S] \{D\}$, com a determinação dos deslocamentos;
- h) cálculo das ações nas extremidades dos elementos e reações de apoio.

Na Figura 1.3 está exposto um fluxograma de cálculo, do problema proposto, pelo método dos deslocamentos.

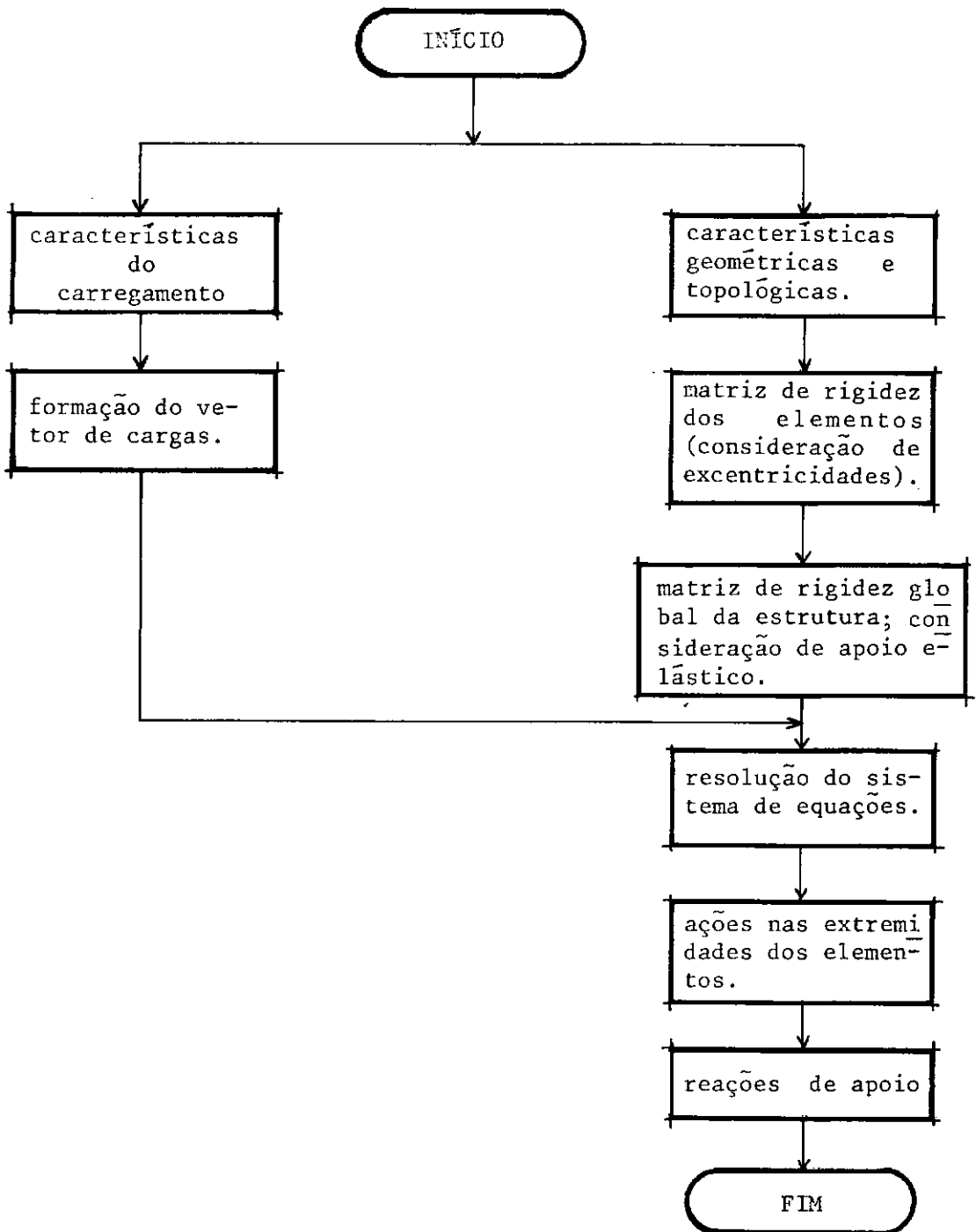


FIGURA 1.3 - Fluxograma Simplificado do Método dos Deslocamentos.

CAPÍTULO II

MATRIZ DE RIGIDEZ

2.1 ELEMENTO GRELHA

Em uma estrutura constituída de barras, ou elementos, pode-se dizer que a ação necessária para promover um deslocamento de um nó da estrutura, em uma determinada direção, é a soma das ações desenvolvidas nas extremidades dos elementos con^ocorrentes a este nó.

A importância disto, está no fato de se poder analisar a estrutura a partir de cada um dos seus elementos, pois um deslocamento imposto a um nó, refletirá em todos os elementos incidentes a este nó.

A um elemento de grelha é permitido seis deslocamentos, pois a cada nó é possível duas rotações e um deslocamento transversal. Na Figura 2.1, seguindo orientação de Gere & Weaver¹³, tem-se um elemento de grelha com as suas direções de deslocamentos. Para melhor visualização, as direções das rotações são representadas por vetores de setas duplas.

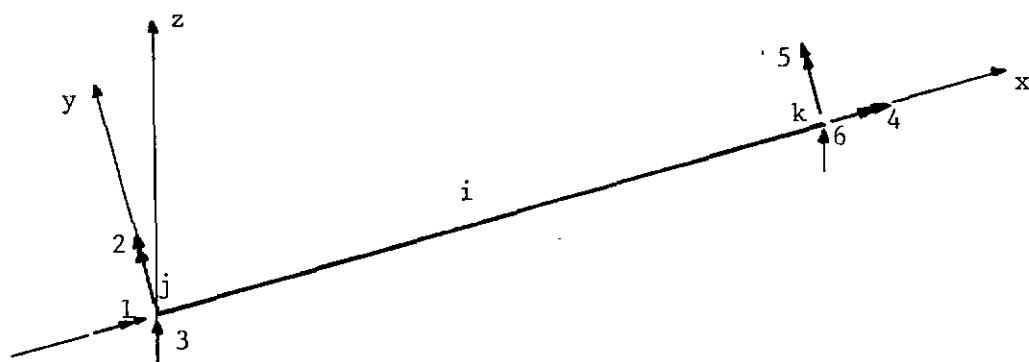


FIGURA 2.1 - Direções de Deslocamentos de um Elemento de Grelha.

A chamada matriz de rigidez do elemento, será pois uma matriz quadrada de dimensão 6×6 , ou seja:

$$\left[S_m \right]_i = \begin{bmatrix}
 S_{11} & S_{12} & S_{13} & \dots & S_{16} \\
 S_{21} & S_{22} & S_{23} & \dots & S_{26} \\
 S_{31} & S_{32} & S_{33} & \dots & S_{36} \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 S_{61} & S_{62} & S_{63} & \dots & S_{66}
 \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

De maneira geral o termo da matriz representa a ação desenvolvida na direção m do elemento i , quando de um deslocamento imposto unitário na direção n , permanecendo todos os demais nulos.

Invocando o teorema da reciprocidade de Maxwell, Przemieniecki¹⁸, chega-se que

$$S_{mn} = S_{nm} \quad (2.2)$$

o que atesta a simetria de $\left[S_m \right]_i$, importando-se portanto apenas a determinação dos termos da diagonal principal de (2.1) e dos valores acima ou abaixo desta. Estes termos serão determina

dos a seguir, nas direções expostas na Figura 2.1.

2.1.1 Direções 1 e 4

A equação diferencial de torção de uma barra (Figura 2.2) é dada por:

$$GI_x \frac{d\theta}{dx} = -a_1 \quad (2.3)$$

sendo θ o ângulo de torção, G o módulo de elasticidade transversal e I_x o momento de inércia à torção.

Por integração de (2.3), chega-se a:

$$GI_x \theta = -a_1 x + C \quad (2.4)$$

onde C é uma constante de integração que pode ser determinada pela condição de bordo, $\theta = 0$ quando $x = \ell$ (Figura 2.2a):

$$C = a_1 \ell \quad (2.5)$$

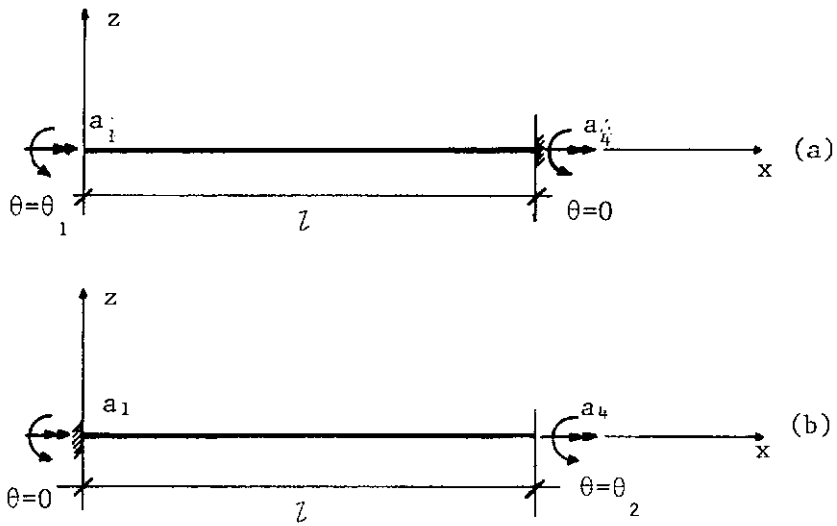


FIGURA 2.2 - Esforços de Torção.

Levando (2.5) em (2.4), tira-se:

$$GI_x \theta = -a_1 x + a_1 \ell \quad (2.6)$$

Fazendo em (2.6) $x = 0$, $\theta = \theta_1$, vem que

$$a_1 = \frac{GI_x}{\ell} \theta_1 \quad (2.7)$$

particularmente em (2.7), quando $\theta_1 = 1$, $a_1 = s_{11}$, ou seja:

$$s_{11} = \frac{GI_x}{\ell} \quad (2.8)$$

Por equilíbrio de forças na direção x , chega-se a

$$a_4 = -a_1 \quad (2.9)$$

e levando (2.9) em (2.7) e fazendo $\theta_1 = 1$, $a_4 = s_{41}$, ou

$$s_{41} = -\frac{GI}{\ell} x \quad (2.10)$$

De maneira análoga, conforme Figura 2.2b, chega-se que

$$s_{44} = \frac{GI}{\ell} x \quad (2.11)$$

Os demais valores da quarta linha de (2.1), serão nulos pois os momentos torsores nas direções 1 e 4, são produzirão esforços nestas direções.

2.1.2 Direções 2 e 5

A um no da barra da Figura 2.3a, foi aplicada uma rotação. A equação diferencial da linha elástica serã, portanto:

$$EI_y \frac{d^2 z}{dx^2} = a_3 x + a_2 \quad (2.12)$$

sendo z o deslocamento transversal.

Integrando-se, tem

$$EI_y z = a_3 \frac{x^3}{6} + a_2 \frac{x^2}{2} + C_1 x + C_2 \quad (2.13)$$

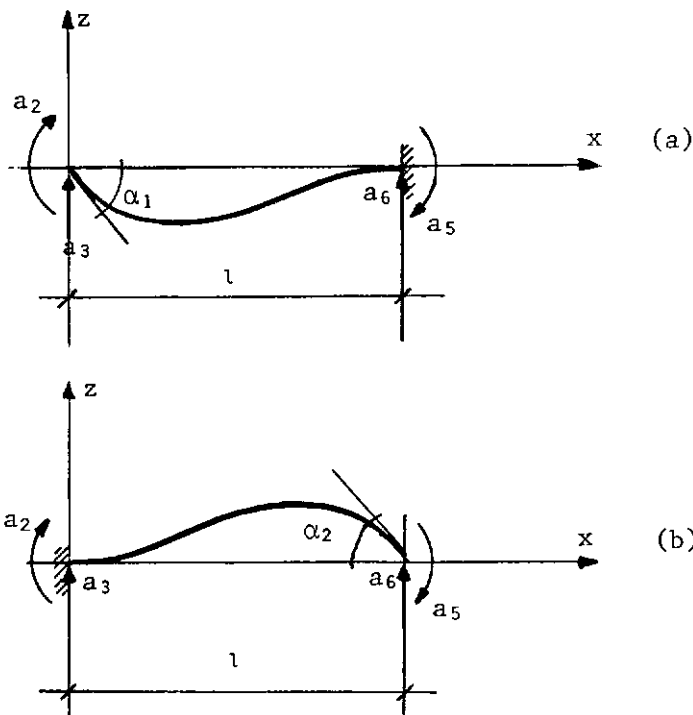


FIGURA 2.3 - Esforços Devidos à Flexão.

As constantes de integração C_1 e C_2 são determinadas pelas condições de bordo $z = 0$ em $x = 0$ e $x = \ell$

$$C_1 = -a_3 \frac{\ell^2}{6} - a_2 \frac{\ell}{2} \quad (2.14)$$

$$C_2 = 0 \quad (2.15)$$

Levando (2.14) e (2.15) em (2.13), tem-se que

$$EI_y z = -\frac{a_3}{6} (x\ell^2 - x^3) - \frac{a_2}{2} (x\ell - x^2) \quad (2.16)$$

Derivando (2.16), chega-se a

$$EI_y \frac{dz}{dx} = -\frac{a_3}{6} (\ell^2 - 3x^2) - \frac{a_2}{2} (\ell - 2x) \quad (2.17)$$

Pela condição que $\frac{dz}{dx} = 0$ em $x = \ell$, tira-se que

$$a_3 = -\frac{3a_2}{2\ell} \quad (2.18)$$

e levando-se (2.18) em (2.17), e fazendo-se $x = 0$ e $\frac{dz}{dx} = -\alpha_1$,

chega-se:

$$a_2 = \frac{4EI_y}{\ell} \alpha_1 \quad (2.19)$$

Quando $\alpha_1 = 1$, tem-se $a_2 = s_{22}$ e $a_3 = s_{32}$, ou seja:

$$s_{22} = \frac{4EI_y}{\ell} \quad (2.20)$$

e

$$s_{32} = - \frac{6EI_y}{\ell^2} \quad (2.21)$$

Por equilíbrio de forças nas direções y e z, tem-se respectivamente:

$$a_5 = - a_2 - a_3 \ell$$

$$a_6 = - a_3$$

que serão iguais a:

$$S_{52} = a_5$$

e

$$S_{62} = a_6$$

quando $\alpha_1 = 1$, portanto,

$$S_{52} = \frac{2EI_y}{\ell} \quad (2.22)$$

e

$$S_{62} = \frac{6EI_y}{\ell^2} \quad (2.23)$$

Todo este raciocínio pode ser feito para o caso da Figura 2.3(b), o que dará:

$$S_{55} = S_{22} \quad (2.24)$$

$$S_{65} = S_{62} \quad (2.25)$$

2.1.3 Direções 3 e 6

A equação diferencial da linha elástica referente a Figura 2.4(a), é dada por:

$$EI_y \frac{d^2 z}{dx^2} = a_3 x + a_2 \quad (2.26)$$

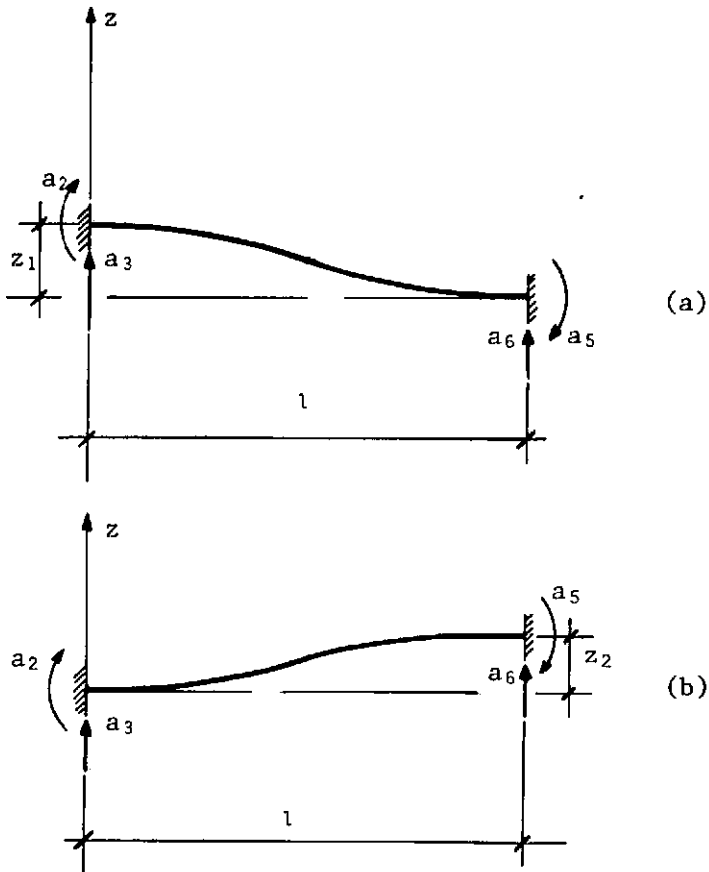


FIGURA 2.4 - Esforços Surgidos Quando de um Deslocamento Vertical.

Da integração de (2.26), tem-se:

$$EI_y z = a_3 \frac{x^3}{6} + a_2 \frac{x^2}{2} + C_1 x + C_2 \quad (2.27)$$

onde C_1 e C_2 serão determinadas pelas condições de bordo $\frac{dz}{dx} = 0$ em $x = 0$ e $z = 0$ em $x = \ell$, e reescrevendo-se portanto (2.27) como:

$$EI_y z = \frac{a_3}{6} x^3 + \frac{a_2}{2} x^2 - a_3 \frac{\ell^3}{6} - a_2 \frac{\ell^2}{2} \quad (2.28)$$

Como $\frac{dz}{dx} = 0$ em $x = \ell$,

$$a_2 = -a_3 \frac{\ell}{2} \quad (2.29)$$

Levando (2.29) em (2.28), tem-se:

$$EI_y z = a_3 \frac{x^3}{6} - a_3 \frac{\ell x^2}{4} - a_3 \frac{\ell^3}{6} + a_3 \frac{\ell^3}{4} \quad (2.30)$$

Em (2.30) quando $x = 0$, tem-se $z = z_1$, ou:

$$a_3 = \frac{12EI_y}{\ell^3} z_1 \quad (2.31)$$

Particularmente, quando $z_1 = 1$, tem-se $a_3 = s_{33}$,

$$s_{33} = \frac{12EI_y}{\ell^3} \quad (2.32)$$

Por equilíbrio de forças nas direções y e z, tem-se respectivamente:

$$a_5 = -a_2 - a_3 \ell \quad (2.33)$$

$$a_6 = -a_3 \quad (2.34)$$

Quando $z_1 = 1$, de (2.34), tira-se

$$s_{63} = -\frac{12EI_y}{\ell^3} \quad (2.35)$$

e de (2.33) e (2.29), chega-se a:

$$s_{53} = - \frac{6EI}{l^2} y \quad (2.36)$$

De maneira análoga para a barra da Figura 2.4(b), chega-se que o coeficiente referente à direção 6, será:

$$s_{66} = s_{33} \quad (2.37)$$

ou

$$s_{66} = \frac{12EI}{l^3} y \quad (2.38)$$

Aqui também serão nulos os coeficientes devidos à torção.

2.1.4 Matriz de Rigidez do Elemento de Grelha

Os diversos valores de s_{mn} serão, portanto, levados à expressão (2.1), para a formação da matriz de rigidez do elemento, utilizando-se para isto da expressão (2.2). Tem-se portanto:

$$\begin{aligned}
 [S_m] = & \left[\begin{array}{cccccc}
 \frac{GI_x}{l} & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{l} & 0 & 0 \\
 & \frac{4EI_y}{l} & -\frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{2EI_y}{l} & \frac{6EI_y}{l^2} \\
 & & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2} & -\frac{12EI_y}{l^3} \\
 & & & \frac{GI_x}{l} & 0 & 0 \\
 \text{Simétrico} & & & & \frac{4EI_y}{l} & \frac{6EI_y}{l^2} \\
 & & & & & \frac{12EI_y}{l^3}
 \end{array} \right]
 \end{aligned}$$

(2.39)

Nos valores expressos em (2.39), não foi considerado a influência do esforço cortante na deformação do elemento. Esta parcela tem pouca importância quando se trata de peças esbeltas.

2.2 MATRIZ DE RIGIDEZ DA ESTRUTURA

Quando da obtenção da matriz de rigidez da estrutura a partir das matrizes dos elementos, verifica-se que cada elemento da estrutura pode ter uma direção distinta dos demais, necessitando-se pois que se defina sistemas de referência para os elementos e para a estrutura.

2.2.1 Sistemas de Referência

Normalmente, quando da definição das características topológicas da estrutura, relaciona-se os seus nós a um sistema de referência, dito global, e aqui representado por X, Y, Z .

Os coeficientes da matriz de rigidez de cada elemento, são determinados para um sistema de referência próprio do elemento e diferente do global. É o sistema de referência local e representado por x_m, y_m e z_m .

Na Figura 2.5, tem-se um elemento qualquer i de grelha, e a sua relação entre os dois sistemas de referência. Note-se que a barra repousa sobre os planos $x_m y_m$ e XY , bem como todos os outros elementos da grelha. Nesta figura ainda estão representados os índices das direções globais de deslocamentos.

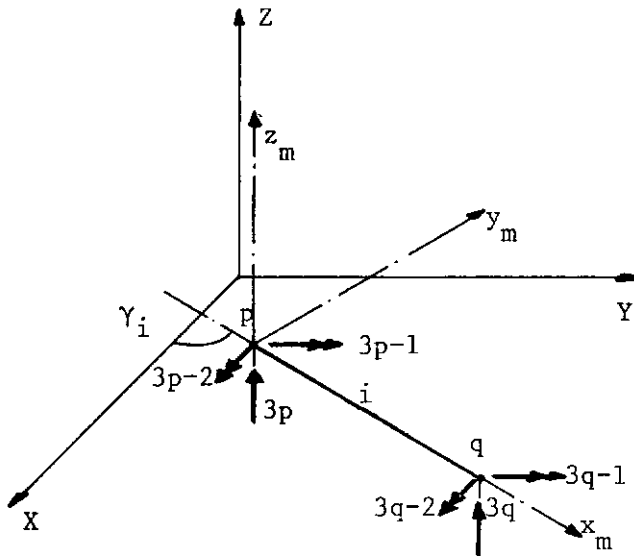


FIGURA 2.5 - Sistemas de Referência Local e Global.

2.2.2 Matriz de Rotação

Torna-se evidente a necessidade de relacionar-se o sistema local com o global. Isto é obtido através dos cossenos diretores da barra, que constituirão a matriz de rotação do elemento.

Para a barra da Figura 2.5, verifica-se que a matriz de rotação é expressa como:

$$[R]_i = \begin{bmatrix} \cos \gamma_i & \sin \gamma_i & 0 \\ -\sin \gamma_i & \cos \gamma_i & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

Pela equação fundamental do método dos deslocamentos pode-se dizer que:

$$\{A_m\}_i = [S_m]_i \{D_m\}_i \quad (2.41)$$

é a relação entre os deslocamentos e as ações do elemento i da Figura 2.5.

A equação (2.41) pode ser expressa no sistema de referência global, ou seja:

$$[R_t]_i \{A_j\}_i = [S_m]_i [R_t]_i \{D_j\}_i \quad (2.42)$$

sendo $\{A_j\}_i$ e $\{D_j\}_i$, as ações e os deslocamentos do elemento i nas direções globais, respectivamente e

$$[R_t]_i = \begin{bmatrix} [R] & [0] \\ [0] & [R] \end{bmatrix} \quad (2.43)$$

onde $|R|$ é dado pela expressão (2.40) e $|0|$ é uma matriz nula.

Da equação (2.42), tira-se que:

$$\{A_j\}_i = |R_t|_i^{-1} |S_m|_i |R_t|_i \{D_j\}_i \quad (2.44)$$

relacionando-se, portanto, as ações com os deslocamentos do elemento nas direções do sistema global da estrutura.

Como $|R_t|$ é uma matriz ortogonal, portanto,

$$|R_t|^{-1} = |R_t|^T \quad (2.45)$$

Lançando mão das expressões (2.45) e (2.44), chega-se a

$$|S_{md}|_i = |R_t|_i^T |S_m|_i |R_t|_i \quad (2.46)$$

expressão da matriz de rigidez do elemento i no sistema global.

2.2.3 Montagem da Matriz de Rigidez da Estrutura

Conforme foi visto da Figura 2.5, os Índices das direções globais de deslocamentos das extremidades do elemento i , são:

$p_1 = 3p - 2$ extremidade p , direção X .

$p_2 = 3p - 1$ idem, direção Y .

$p_3 = 3p$ idem, direção Z .

$q_1 = 3q - 2$ extremidade q , direção X .

$q_2 = 3q - 1$ idem, direção Y .

$q_3 = 3q$ idem, direção Z .

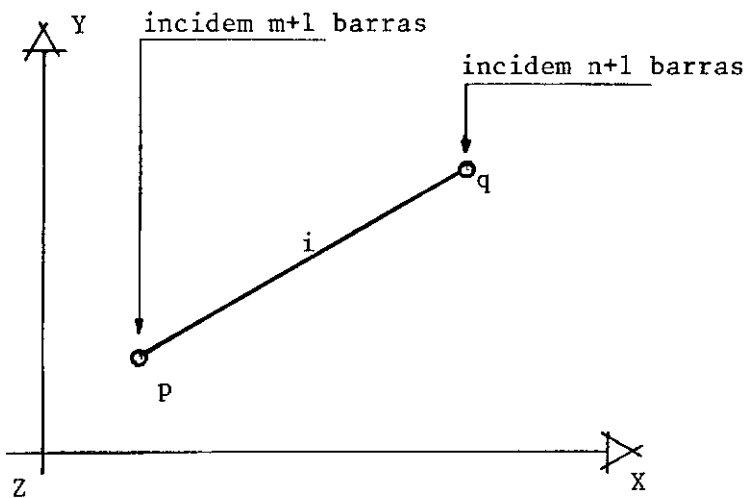


FIGURA 2.6 - Barras Conectadas aos Nós p e q de uma Grelha.

Aos nós p e q da Figura 2.6, estão conectados m e n barras, respectivamente.

A contribuição à matriz de rigidez global $[S_j]$, das barras incidentes em p , será, para a direção X :

$$\begin{aligned}
 (S_j)_{p_1 p_1} &= \sum_1^m S_{md} + (S_{md11})_i \\
 (S_j)_{p_2 p_1} &= \sum_1^m S_{md} + (S_{md21})_i \\
 (S_j)_{p_3 p_1} &= \sum_1^m S_{md} + (S_{md31})_i \\
 (S_j)_{q_1 p_1} &= (S_{md41})_i \\
 (S_j)_{q_2 p_1} &= (S_{md51})_i \\
 (S_j)_{q_3 p_1} &= (S_{md61})_i
 \end{aligned} \tag{2.47}$$

Para a direção Y :

$$\begin{aligned}
 (S_j)_{p_1 p_2} &= \sum_1^m S_{md} + (S_{md12})_i \\
 \dots\dots\dots &\dots\dots\dots \\
 (S_j)_{q_3 p_2} &= (S_{md62})_i
 \end{aligned} \tag{2.48}$$

Para a direção Z:

$$\begin{aligned} (S_j)_{p_1 p_3} &= \sum_1^m S_{md} + (S_{md13})_i \\ \dots\dots\dots &\dots\dots\dots \end{aligned} \quad (2.49)$$

$$(S_j)_{q_3 p_3} = (S_{md63})_i$$

Analogamente, a contribuição $\tilde{a} \left| S_j \right|$ das n barras incidentes em q será, para a direção X:

$$\begin{aligned} (S_j)_{p_1 q_1} &= (S_{md14})_i \\ \dots\dots\dots &\dots\dots\dots \end{aligned} \quad (2.50)$$

$$(S_j)_{q_3 q_1} = \sum_1^m S_{md} + (S_{md64})_i$$

Para a direção Y:

$$\begin{aligned} (S_j)_{p_1 q_2} &= (S_{md15})_i \\ \dots\dots\dots &\dots\dots\dots \end{aligned} \quad (2.51)$$

$$(S_j)_{q_3 q_2} = \sum_1^m S_{md} + (S_{md65})_i$$

Para a direção Z:

$$\begin{array}{ccc} (S_j)_{p_1 q_3} & = & (S_{md16})_i \\ \dots\dots\dots & & \dots\dots\dots \end{array} \quad (2.52)$$

$$(S_j)_{q_3 q_3} = \sum_1^m S_{md} + (S_{md66})_i$$

A matriz $|S_j|$ assim constituída será da ordem $3n_j \times 3n_j$, onde n_j é o número de nós da estrutura.

Esta matriz ainda é simétrica e se apresenta sob a forma de banda, com uma largura de faixa igual a

$$\ell_f = (d+1) \cdot n \quad (2.53)$$

sendo d a maior diferença entre nós de uma mesma barra e n o número de graus de liberdade por nó.

2.3 APOIOS ELÁSTICOS

Conforme foi explanado na introdução deste trabalho, para que se possa, através de uma idealização estrutural em grelha, chegar-se a uma representação mais fiel de estruturas de edifício, recorreu-se ao artifício de considerar os pilares da estrutura funcionando como apoios elásticos.

A matriz de rigidez da estrutura deve ser modificada na sua diagonal principal. Para tanto faz-se necessário o conhecimento dos coeficientes de rigidez dos pilares em questão.

Eles são determinados considerando-se os pilares como peças bi-engastadas submetidas, nas extremidades comuns à grelha em análise, deslocamentos unitários em duas das direções globais da estrutura (X e Y). As reações desenvolvidas nessas extremidades são os coeficientes procurados.

A Figura 2.7 ilustra os coeficientes de rigidez dos pilares, onde ℓ é o comprimento do pilar, I_x e I_y são os seus momentos de inércia e E é o módulo de elasticidade do material.

Estes valores são adicionados aos coeficientes da diagonal principal da matriz de rigidez da estrutura, $|S_j|$, na linha correspondente nesta matriz, à direção global em que ocorrer o apoio elástico.

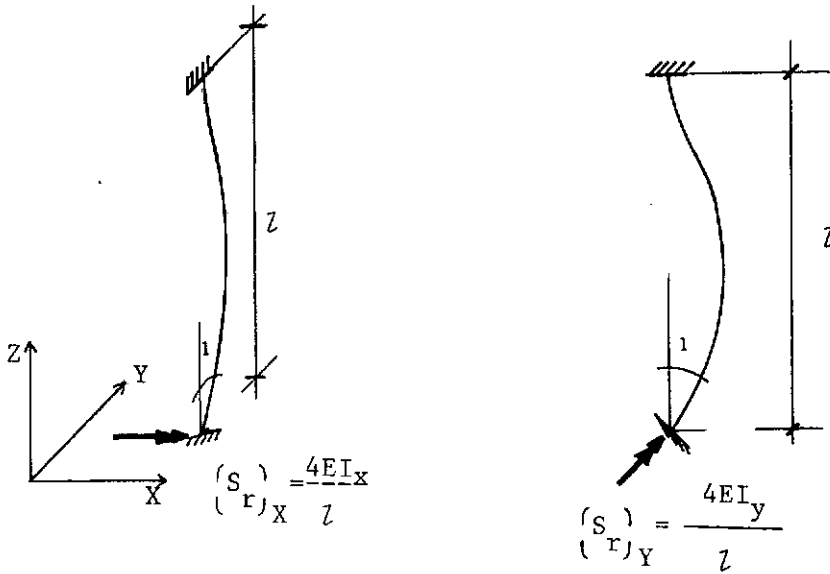


FIGURA 2.7 - Coeficientes Elásticos dos Pilares.

Como usualmente a grelha representativa do pavimento, está confinada entre pilares, há de se considerar também os coeficientes de rigidez dos pilares acima e abaixo da grelha.

Observe-se que as rigidezes dos pilares na direção global Z , não são consideradas, pois o deslocamento vertical de um pilar de um pavimento, influencia todos os correspondentes nos outros pavimentos, não sendo portanto representativo a utilização de apoio elástico nesta direção, se a idealização estrutural utilizada é uma grelha.

2.4 EXCENTRICIDADE DOS ELEMENTOS

Nem sempre a extremidade de uma barra coincide com o ponto nodal da estrutura, seja pela necessidade de considerar na análise as dimensões transversais dos pilares, seja pelo fato do eixo da barra ser excêntrico em relação ao seu ponto de apoio.

Em ambos os casos há a necessidade de se transferir os coeficientes de rigidez das extremidades das barras ao ponto nodal correspondente da estrutura. Na Figura 2.8(a), está ilustrado o caso em que os nós possuem tamanho finito e em (b) quando a direção do eixo da barra não coincide com o ponto nodal adjacente à extremidade do elemento.

2.4.1 Sistema de Referência do Pilar

Eventualmente podem os eixos principais da seção transversal dos pilares não serem paralelos aos eixos globais. Daí, tal como ocorre nos elementos da grelha, sente-se a necessidade de criação de um sistema de referência próprio para cada pilar da estrutura.

O relacionamento entre os sistemas do pilar e global, é feito através de cosenos diretores próprios de cada pi

lar. A Figura 2.8(b) indica as direções do sistema de referência de um pilar, com β sendo o ângulo que o plano XZ faz com $x_p y_p$.

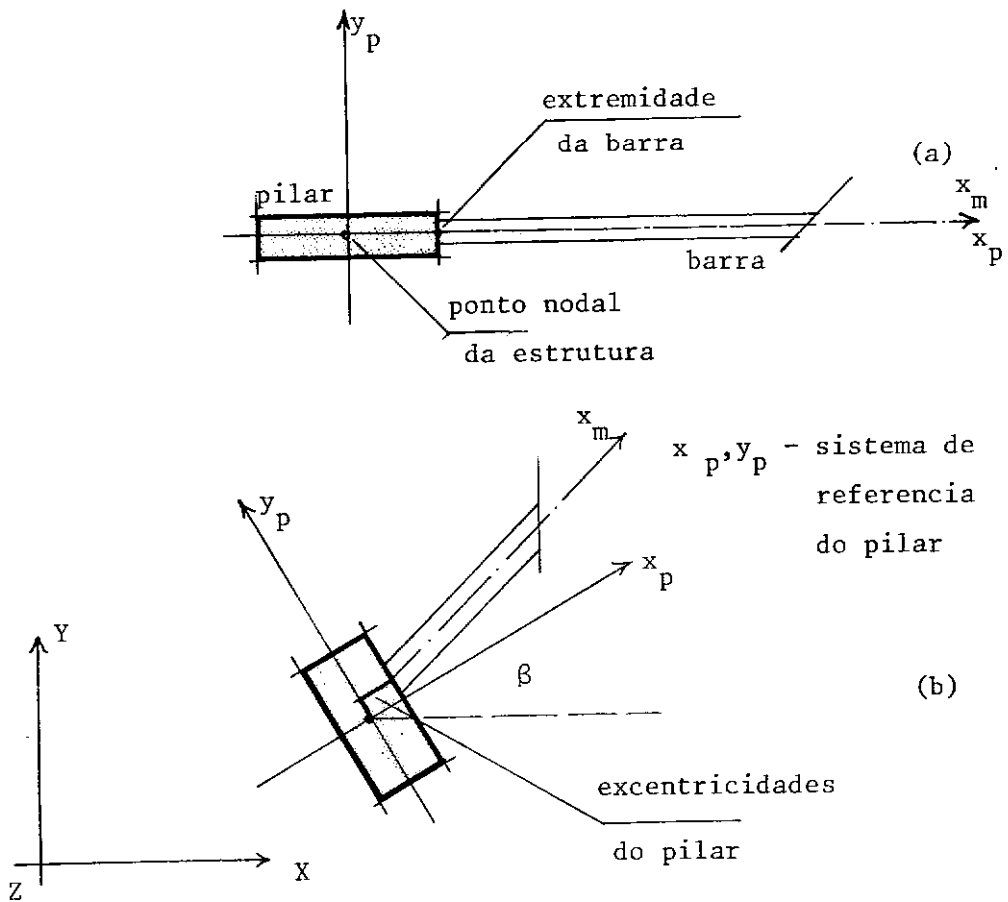


FIGURA 2.8 - Casos de Utilização de Excentricidades das Barras.

2.4.2 Matriz de Transformação do Elemento

As excentricidades nos elementos são tomadas no sistema de referência de cada pilar, mas como as modificações a serem introduzidas no sistema de equações, quando da consideração dessas excentricidades, são realizadas nas matrizes de rigidez dos elementos, faz-se necessário que se transfira estas excentricidades para o sistema de referência do elemento correspondente.

Seja o elemento i da Figura 2.9 e suas excentricidades. O sentido de orientação do elemento i deve ser sempre de a' para b' e os eixos x_p^a e x_p^b são dirigidos de forma que a_x seja sempre positivo e b_x negativo.

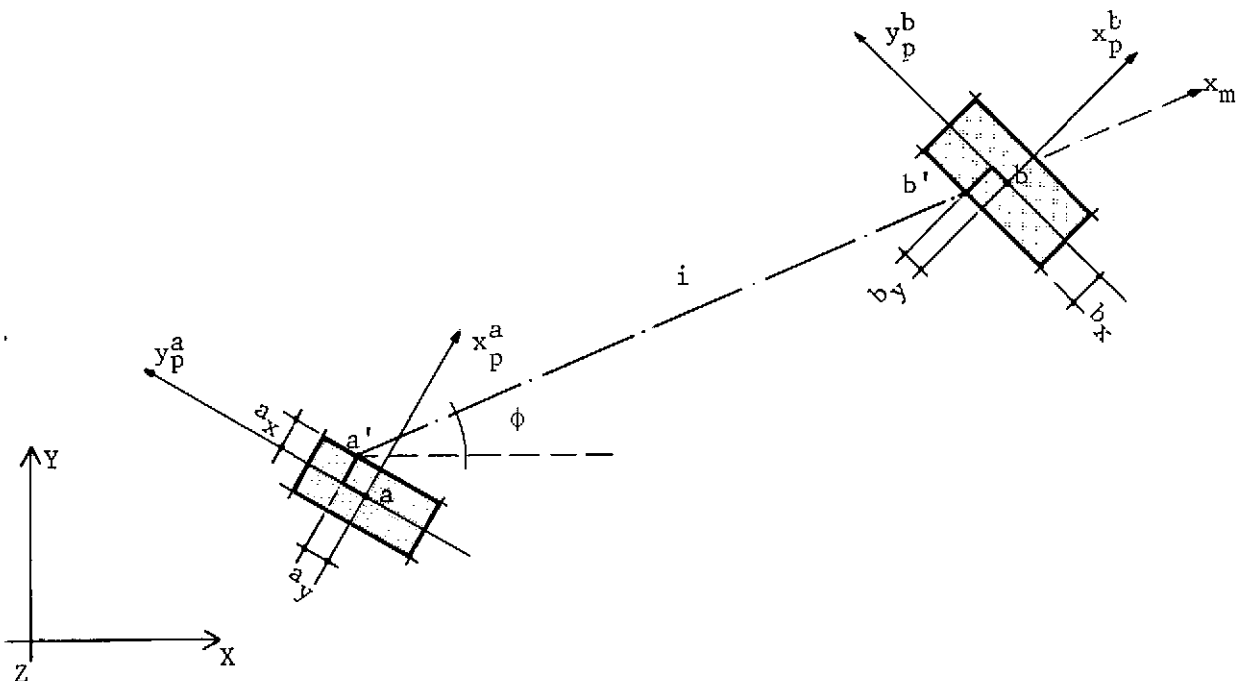


FIGURA 2.9 - Elemento i e suas Excentricidades.

Primeiramente realiza-se a transferência das excentricidades, relativas as direções dos pilares, para o sistema global da estrutura. Na Figura 2.10 tem-se os detalhes das extremidades de uma barra, onde ag_x , ag_y , bg_x e bg_y são as excentricidades no sistema de referência da estrutura.

Da Figura 2.10(a), chega-se que $\cos\beta$ e $\sin\beta$ são os cosenos diretores do pilar a e que

$$d = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$$

e

$$\sin\theta = \frac{a_y}{d} \quad (2.55)$$

$$\cos\theta = \frac{a_x}{d} \quad (2.56)$$

As excentricidades nas direções da estrutura são:

$$ag_x = d \cdot \cos(\theta + \beta) \quad (2.57)$$

e

$$ag_y = d \cdot \sin(\theta + \beta) \quad (2.58)$$

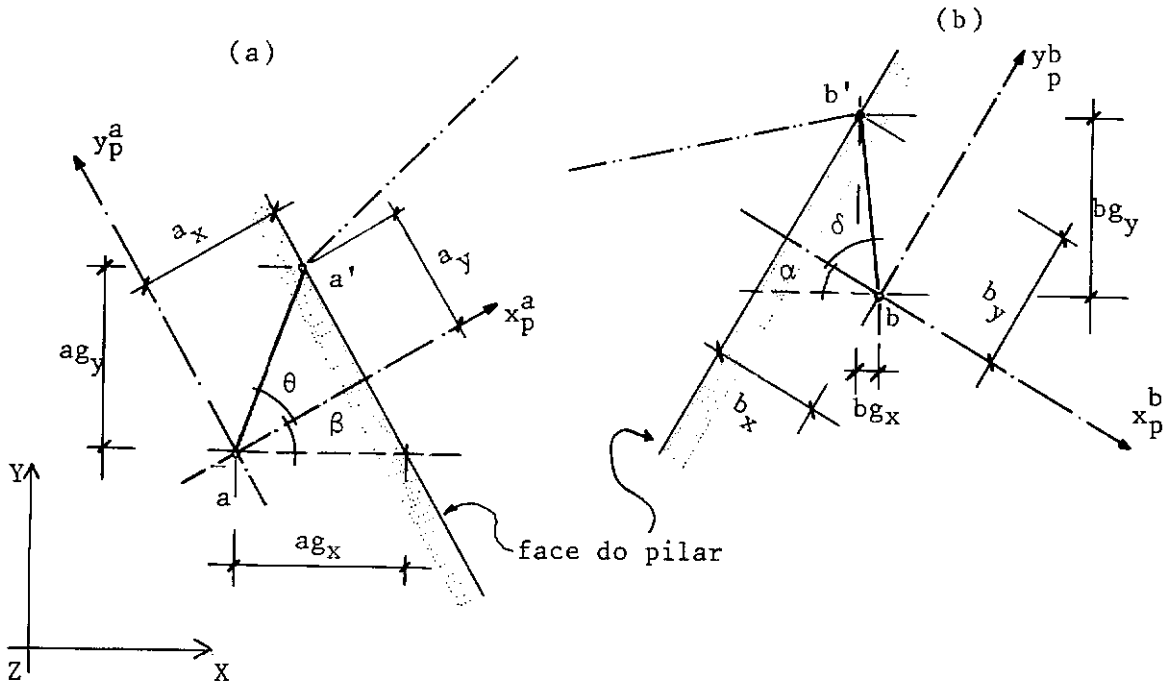


FIGURA 2.10 - Detalhe das Extremidades dos Elementos.

Utilizando-se as expressões (2.55), (2.56), (2.57) e (2.58), chega-se a:

$$a_{g_x} = a_x \cos \beta - a_y \sin \beta \quad (2.59)$$

e

$$a_{g_y} = a_y \cos \beta + a_x \sin \beta \quad (2.60)$$

Analogamente verifica-se, para a extremidade final da barra, Figura 2.10(b), que:

$$bg_x = b_x \cos\alpha - b_y \sin\alpha \quad (2.61)$$

$$bg_y = b_y \cos\alpha + b_x \sin\alpha \quad (2.62)$$

onde bg_x e bg_y são as excentricidades nas direções da estrutura e $\cos\alpha$ e $\sin\alpha$ os cossenos diretores do pilar \underline{b} .

Com auxílio das expressões (2.59) a (2.62), determina-se o comprimento da barra i , ou seja:

$$\overline{a'b'} = \sqrt{\left| (x_b + bg_x) - (x_a + ag_x) \right|^2 + \left| (y_b + bg_y) - (y_a + ag_y) \right|^2} \quad (2.63)$$

com x_b , y_b e x_a , y_a , as coordenadas dos nós b e a , respectivamente.

Utilizando-se (2.62), tira-se que os cossenos diretores da barra i (Figura 2.10), serão:

$$\cos\phi = \frac{(x_b + bg_x) - (x_a + ag_x)}{\overline{a'b'}} \quad (2.64)$$

e,

$$\text{sen}\phi = \frac{(y_b + bg_y) - (y_a + ag_y)}{\overline{a'b'}} \quad (2.65)$$

Pode-se agora relacionar as excentricidades dadas nas direções dos elementos, para que assim se possa construir a matriz de transformação ¹¹.

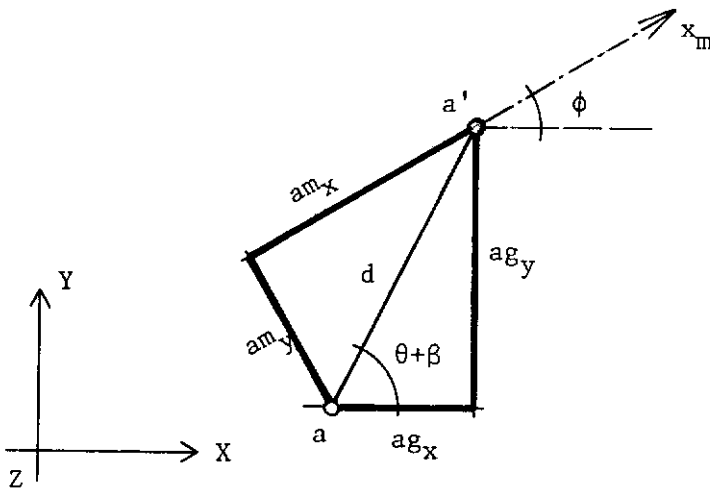


FIGURA 2.11 - Excentricidades no Sistema do Elemento.

Na Figura 2.11, estão esboçadas as excentricidades no sistema de referência do elemento, para a sua extremidade i inicial. As excentricidades neste sistema serão pois:

$$am_x = d \cos(\theta + \beta - \phi) \quad (2.66)$$

e,

$$am_y = d \sin(\theta + \beta - \phi) \quad (2.67)$$

Com auxílio de (2.56) e (2.57), as expressões acima podem ser escritas como:

$$am_x = ag_x \cos\phi + ag_y \sin\phi \quad (2.68)$$

e,

$$am_y = ag_y \cos\phi - ag_x \sin\phi \quad (2.69)$$

Da mesma forma, pode-se dizer que para a extremida de final da barra, tem-se:

$$bm_x = bg_x \cos\phi + bg_y \sin\phi \quad (2.70)$$

$$bm_y = bg_y \cos\phi - bg_x \sin\phi \quad (2.71)$$

A matriz de transformação do elemento i , com excentricidades a_x , a_y e b_x , b_y , será:

$$\left[T_v \right]_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ a m_y & -a m_x & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & b m_y & -b m_x & 1 \end{bmatrix}$$

(2.72)

A matriz de rigidez do elemento com excentricidade será portanto, dada por:

$$\left[S_m \right]_i^* = \left[T_v \right]_i^T \cdot \left[S_m \right]_i \cdot \left[T_v \right] \quad (2.73)$$

onde $\left[S_m \right]_i$ é dada por (2.39).

CAPÍTULO III

VETOR DE CARREGAMENTO

3.1 CARGA DISTRIBUÍDA

O carregamento distribuído computado aos elementos da estrutura, compreende três parcelas: as reações das lajes nas vigas da estrutura, o peso próprio do elemento e as sobrecargas externas eventuais. As reações das lajes são computadas automaticamente, bem como o peso próprio dos elementos. Essas duas parcelas são, portanto, adicionadas às cargas distribuídas externas, fornecidas como dados. Os tipos de carregamentos distribuídos considerados na análise são o vertical uniforme e a torção uniforme.

3.1.1 Vertical Uniforme

A Figura 3.1 representa as direções das ações de engaste perfeito de um elemento de grelha. Essas ações são obtidas a partir das reações de apoio, considerando-se o elemento como bi-engastado, onde q é a carga vertical (direção z_m) uniforme.

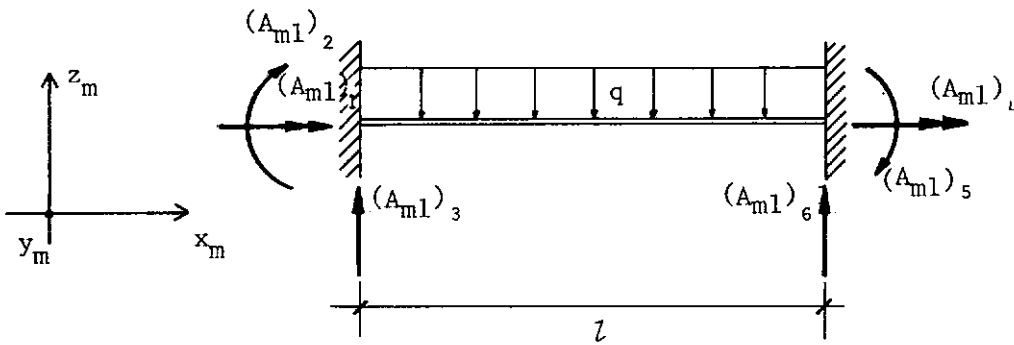


FIGURA 3.1 - Ações de Engastamento Perfeito.

Os valores das ações serão portanto:

$$(A_{ml})_1 = (A_{ml})_4 = 0$$

$$(A_{ml})_2 = -(A_{ml})_5 = -\frac{ql^2}{12}$$

$$(A_{ml})_3 = (A_{ml})_6 = \frac{ql}{2}$$

As expressões acima, devem ser adicionadas as ações resultantes das eventuais excentricidades, ou seja:

$$(A_{m\ell})_{i,1}^* = \frac{q\ell}{2} \cdot am_y \quad (3.1)$$

$$(A_{m\ell})_{i,2}^* = -\frac{q\ell^2}{12} - \frac{q\ell}{2} am_x \quad (3.2)$$

$$(A_{m\ell})_{i,3}^* = \frac{q\ell}{2} \quad (3.3)$$

$$(A_{m\ell})_{i,4}^* = \frac{q\ell}{2} \cdot bm_y \quad (3.4)$$

$$(A_{m\ell})_{i,5}^* = -\frac{q\ell^2}{12} - \frac{q\ell}{2} bm_x \quad (3.5)$$

$$(A_{m\ell})_{i,6}^* = \frac{q\ell}{2} \quad (3.6)$$

onde as excentricidades estão representadas nas expressões (2.68) a (2.71).

Como essas ações estão na direção do elemento, há a necessidade de transferi-las para as direções da estrutura, representadas na Figura 2.5.

Portanto, o vetor do carregamento será, para o nó p (Figura 2.5 e 2.6):

$$(A)_{3p-2} = \sum_{m=1}^{m-1} A_{m\ell} - (A_{m\ell})_{i,1}^* \cdot \cos\gamma_i + (A_{m\ell})_{i,2}^* \cdot \sin\gamma_i \quad (3.7)$$

$$(A)_{3p-1} = \sum_{m=1}^{m-1} A_{m\ell} - (A_{m\ell})_{i,1}^* \cdot \sin\gamma_i - (A_{m\ell})_{i,2}^* \cdot \cos\gamma_i \quad (3.8)$$

$$(A)_{3p} = \sum_{m=1}^{m-1} A_{m\ell} - (A_{m\ell})_{i,3}^* \quad (3.9)$$

e para a extremidade q:

$$(A)_{3q-2} = \sum_{m=1}^{n-1} A_{m\ell} - (A_{m\ell})_{i,4}^* \cdot \cos\gamma_i + (A_{m\ell})_{i,5}^* \cdot \sin\gamma_i \quad (3.10)$$

$$(A)_{3q-1} = \sum_{m=1}^{n-1} A_{m\ell} - (A_{m\ell})_{i,4}^* \cdot \sin\gamma_i - (A_{m\ell})_{i,5}^* \cdot \cos\gamma_i \quad (3.11)$$

$$(A)_{3q} = \sum_{m=1}^{n-1} A_{m\ell} - (A_{m\ell})_{i,6}^* \quad (3.12)$$

As expressões (3.7) a (3.12), fornecem a parcela do vetor do carregamento relativa a carga distribuída uniforme na direção z_m .

3.1.2 Torção Uniforme

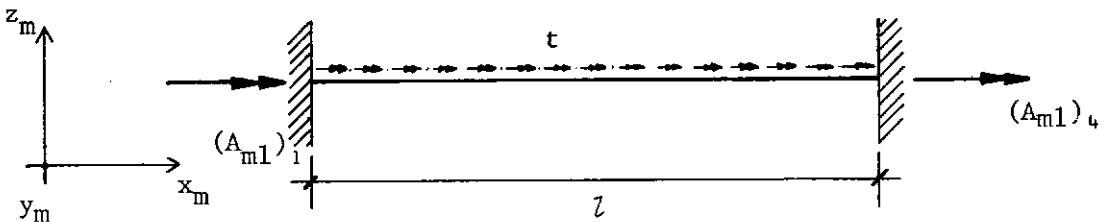


FIGURA 3.2 - Carregamento Distribuído a Torção.

Muita das vezes as peças da estrutura podem estar sujeitas a esforços distribuídos na direção x_m , Figura 3.2, neste caso sendo t a taxa de esforço a torção por unidade de comprimento da peça, as ações de engaste perfeito produzidas serão:

$$(A_{m\ell})_1 = - \frac{t\ell}{2} \quad (3.13)$$

$$(A_{m\ell})_4 = - \frac{t\ell}{2} \quad (3.14)$$

com todas as ações nas outras direções nulas.

As expressões (3.13) e (3.14), somadas às expressões (3.1) e (3.4) respectivamente, darão as ações de engaste perfeito devidas ao carregamento distribuído uniforme.

3.2 CARGA CONCENTRADA

Este trabalho somente permite a existência de cargas concentradas atuantes em nós da estrutura. Eventualmente as cargas concentradas podem estar aplicadas ao elemento. Recomenda-se nestes casos, a criação de nós nos pontos de aplicação das referidas cargas.

Em cada nó da estrutura, pode-se ter cargas concentradas nas três direções globais. É bastante que se forneça os nós em que as cargas estão aplicadas e os seus respectivos valores.

A formação do vetor de carregamento relativo a estas cargas é feita diretamente, pois as cargas concentradas são

dadas já no sistema de referência global.

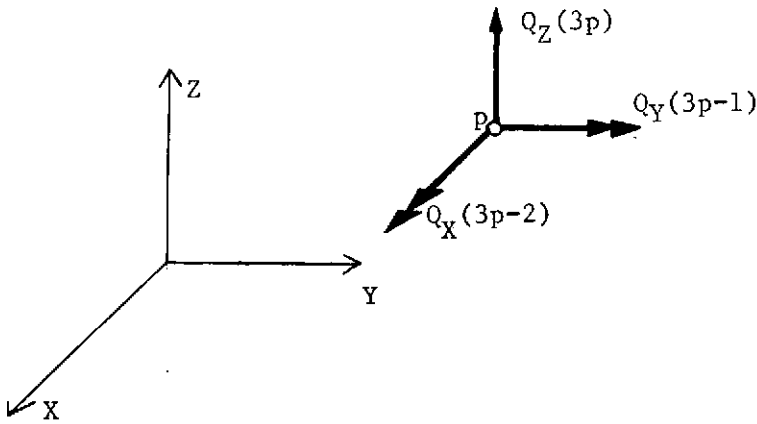


FIGURA 3.3 - Cargas Concentradas ao Nô p da Estrutura.

Na Figura 3.2, tem-se um nô p qualquer, onde atuam cargas concentradas nas três direções globais. Q_X , Q_Y e Q_Z são as cargas e $3p-2$, $3p-1$ e $3p$ as direções globais em que agem estas cargas respectivamente.

Conclui-se, portanto, que o vetor de carregamento para este caso será:

$$(A)_{3p-2} = Q_X \quad (3.15)$$

$$(A)_{3p-1} = Q_Y \quad (3.16)$$

$$(A)_{3p} = Q_Z \quad (3.17)$$

As expressões (3.15) e (3.17) devem ser somadas às expressões (3.7) e (3.9) respectivamente, para que se tenha a expressão final do vetor $\{A_j\}$ das cargas que atuam na estrutura.

CAPÍTULO IV

RESOLUÇÃO DO SISTEMA

Feita a montagem da matriz de rigidez do sistema, bem como o vetor de cargas atuantes, pode-se proceder à resolução do sistema $\{A\} = [S_j]\{D\}$, para que se possa assim determinar os deslocamentos da estrutura e a partir daí os seus esforços e reações de apoio.

4.1 MATRIZ DE RIGIDEZ EM BLOCOS

O método descrito a seguir foi desenvolvido em ¹⁹, e buscava-se um melhor aproveitamento do computador IBM-1130 de 32 k de memória interna, então disponível aos usuários da COPPE.

O processo utiliza da característica de ser $|S_j|$ u ma matriz-banda simétrica. A matriz é particionada em blocos, constituídos pelos coeficientes da semi-banda superior (ou inferior).

A definição do número de blocos em que é subdividida $|S_j|$, é automática. Deve-se residir na memória central apenas um bloco de cada vez, armazenando-o sob a forma de vetor u nidimensional. Os blocos restantes são alojados em unidade periférica, no caso disco magnético.

Na Figura 4.1, tem-se esquematicamente as etapas de tratamento da matriz de rigidez do sistema. Em (a) a matriz banda tradicional, em (b) esta mesma matriz, porém, apenas os termos da semi-banda superior. Finalmente, em (c) a forma unidimensional da matriz anterior.

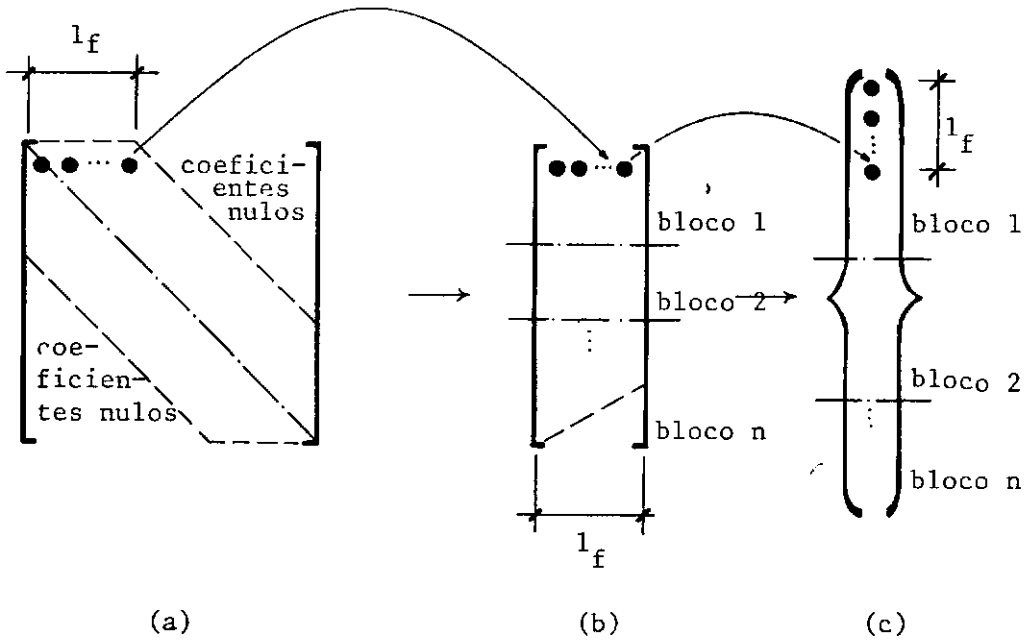


FIGURA 4.1 - Etapas no Tratamento da Matriz $|S_j|$.

4.2 TRIANGULARIZAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ

Para a resolução do sistema de equações optou-se pelo método de Cholesky.

Este método parte do princípio que toda matriz de rigidez simétrica positiva definida, pode ser decomposta em duas submatrizes, uma triangular superior e outra triangular inferior, transposta da anterior.

Seja pois $|S_j|$ a matriz de rigidez, logo:

$$|S_j| = |T_i| |T_s| \quad (4.1)$$

onde $|T_i|$ e $|T_s|$ são as matrizes triangulares inferior e superior, respectivamente e

$$|T_i| = |T_s|^T$$

A expressão (4.1), reescrita, sob a forma expandida será:

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & \dots & S_{1n} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & \dots & S_{2n} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & \dots & S_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ S_{n1} & S_{n2} & S_{n3} & \dots & S_{nn} \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} T_{11} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ T_{12} & T_{22} & 0 & \dots & 0 \\ T_{13} & T_{23} & T_{33} & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ T_{1n} & T_{2n} & T_{3n} & \dots & T_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & T_{13} & \dots & T_{1n} \\ 0 & T_{22} & T_{23} & \dots & T_{2n} \\ 0 & 0 & T_{33} & \dots & T_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & \dots & T_{nn} \end{bmatrix}$$

(4.2)

Operando (4.2), chega-se que os elementos da diagonal principal são:

$$\begin{aligned}
 S_{11} &= T_{11}^2 \\
 S_{22} &= T_{12}^2 + T_{22}^2 \\
 S_{33} &= T_{13}^2 + T_{23}^2 + T_{33}^2 \\
 &\dots\dots\dots \\
 S_{ii} &= \sum_{k=1}^i T_{ki}^2
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

Para os elementos acima da diagonal principal, pode-se escrever que:

$$\begin{aligned}
 S_{12} &= T_{11} \cdot T_{12} \\
 S_{13} &= T_{11} \cdot T_{13} \\
 &\dots\dots\dots \\
 S_{1n} &= T_{11} \cdot T_{1n} \\
 &\dots\dots\dots \\
 S_{23} &= T_{12} \cdot T_{13} + T_{22} \cdot T_{23} \\
 &\dots\dots\dots \\
 S_{ij} &= \sum_{k=1}^i T_{ki} \cdot T_{kj} \quad p/j > i
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

A expressão (4.3) pode ser reescrita como:

$$S_{ii} = T_{ii}^2 + \sum_{k=1}^{i-1} T_{ki}^2$$

O elemento da diagonal principal de $|T_s|$ será, portanto:

$$T_{ii} = \sqrt{S_{ii} - \sum_{k=1}^{i-1} T_{ki}^2} \quad (4.5)$$

Já a expressão (4.4), reescrita será:

$$S_{ij} = T_{ii} \cdot T_{ij} + \sum_{k=1}^{i-1} T_{ki} \cdot T_{kj}$$

ou

$$T_{ij} = \frac{S_{ij} - \sum_{k=1}^{i-1} T_{ki} \cdot T_{kj}}{T_{ii}}, \quad p/ j > i \quad (4.6)$$

Para $j < i$, $T_{ij} = 0$.

As expressões (4.5) e (4.6) darão, portanto, a triangularização de $|S|$.

4.3 CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS

A equação fundamental do método dos deslocamentos, em função da matriz triangularizada pode ser expressa como:

$$|T_i| |T_s| \{D\} = \{A\} \quad (4.7)$$

Chamando:

$$|T_s| \{D\} = \{A^*\} \quad (4.8)$$

portanto,

$$|T_i| \{A^*\} = \{A\} \quad (4.9)$$

Reescrevendo (4.8) sob forma expandida, tem-se:

$$\begin{bmatrix}
 T_{11} & T_{12} & T_{13} & \dots & T_{1n} \\
 0 & T_{22} & T_{23} & \dots & T_{2n} \\
 0 & 0 & T_{33} & \dots & T_{3n} \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 0 & 0 & 0 & \dots & T_{nn}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 D_1 \\
 D_2 \\
 D_3 \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 D_n
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 A_1^* \\
 A_2^* \\
 A_3^* \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 A_n^*
 \end{bmatrix}
 \quad (4.10)$$

ou ainda:

$$T_{11} D_1 + T_{12} D_2 + \dots + T_{1n} D_n = A_1^*$$

$$T_{22} D_2 + \dots + T_{2n} D_n = A_2^*$$

.....

$$T_{nn} D_n = A_n^*$$

que generalizado dá:

$$A_i^* = \sum_{k=1}^n T_{ik} D_k \quad (4.11)$$

Agora reescrevendo (4.9), em forma expandida, vem
que:

$$\begin{bmatrix}
 T_{11} & 0 & 0 & \dots & 0 \\
 T_{12} & T_{22} & 0 & \dots & 0 \\
 T_{13} & T_{23} & T_{33} & \dots & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\
 T_{1n} & T_{2n} & T_{3n} & \dots & T_{nn}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 A_1^* \\
 A_2^* \\
 A_3^* \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 A_n^*
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 A_1 \\
 A_2 \\
 A_3 \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 A_n
 \end{bmatrix}
 \quad (4.12)$$

e operando esta expressão, chega-se a:

$$T_{11} A_1^* = A_1$$

$$T_{12} A_1^* + T_{22} A_2^* = A_2$$

$$T_{13} A_1^* + T_{23} A_2^* + T_{33} A_3^* = A_3$$

.....

$$T_{1n} A_1^* + T_{2n} A_2^* + T_{3n} A_3^* + \dots + T_{nn} A_n^* = A_n$$

e de maneira geral:

$$\sum_{k=1}^i T_{ki} A_k^* = A_i$$

ou

$$T_{ii} A_i^* + \sum_{k=1}^{i-1} T_{ki} A_k^* = A_i$$

logo

$$A_i^* = \frac{A_i - \sum_{k=1}^{i-1} T_{ki} A_k^*}{T_{ii}} \quad (4.13)$$

De (4.11), tira-se que:

$$T_{ii} D_i + \sum_{k=i+1}^n T_{ik} D_k = A_i^*$$

ou

$$D_i = \frac{A_i^* - \sum_{k=i+1}^n T_{ik} D_k}{T_{ii}} \quad (4.14)$$

Expressão que dá os deslocamentos da estrutura, juntamente com (4.14), (4.5) e (4.6).

Quando se dispõe da matriz de rigidez na forma de vetor unidimensional, Figura 4.1(c), há a necessidade de se efetuar uma mudança conveniente de índices nas expressões acima citadas. Estas modificações estão explanadas em Soriano ¹⁹.

4.4 ESFORÇOS NA ESTRUTURA

Os esforços nos pontos nodais da estrutura, referentes a um elemento, são obtidos a partir das ações de engaste perfeito e dos deslocamentos desses nós.

A expressão

$$\{A_p\}_i = \{A_{m\ell}\}_i^* + \left| S_m \right|_i \left| R_t \right|_i \{D_j\}_i \quad (4.15)$$

fornece os esforços nos pontos nodais do elemento i , no sistema de referência local.

Os valores de $\{A_{m\ell}\}_i^*$ serão aqueles atribuídos nas expressões (3.1) a (3.6) e (3.13) e (3.14), pois é necessário

que se relacione as ações de engaste perfeito existentes nas extremidades do elemento i , com as excentricidades eventuais existentes.

No caso de ser a extremidade do elemento i , um ponto de apoio da estrutura, as ações neste ponto nodal, serão contribuintes aos esforços solicitantes do pilar correspondente a esta extremidade.

As ações na extremidade superior do pilar, são na verdade as reações de apoio com o sinal trocado, calculadas por equilíbrio de forças, que atuarem no nó da estrutura correspondente à extremidade do pilar. Como cada pilar possui um sistema de referência próprio, essas ações são determinadas nessas direções.

Pode-se dizer que ações atuantes na extremidade superior de cada pilar serão dadas por:

$$M_x^a = \sum M_x^a - (A_p)_{i,1} \cdot \cos \alpha_a - (A_p)_{i,2} \sin \alpha_a$$

$$M_y^a = \sum M_y^a + (A_p)_{i,1} \cdot \sin \alpha_a - (A_p)_{i,2} \cos \alpha_a \quad (4.16)$$

$$F_z^a = \sum F_z^a - (A_p)_{i,3}$$

$$\begin{aligned}
 M_x^b &= \sum M_x^b - (A_p)_{i,4} \cdot \cos \alpha_b - (A_p)_{i,5} \sin \alpha_b \\
 M_y^b &= \sum M_y^b + (A_p)_{i,4} \cdot \sin \alpha_b - (A_p)_{i,5} \cos \alpha_b \\
 F_z^b &= \sum F_z^b - (A_p)_{i,6}
 \end{aligned} \quad (4.17)$$

Nas expressões (4.16) e (4.17), α_a e α_b são dados segundo a Figura 4.2. O somatório indica a contribuição das outras barras incidentes aos nós a e b.

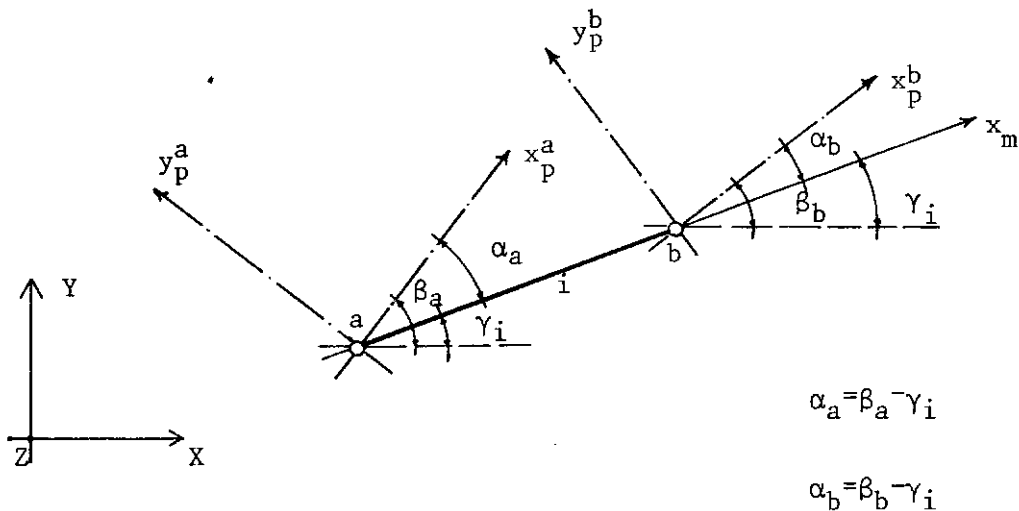


FIGURA 4.2 - Relacionamento entre os Sistemas Local e dos Pilares.

Quando da existência de excentricidades, as ações nas extremidades de cada barra não coincide com aquelas existentes nos pontos nodais adjacentes. Deve-se efetuar uma transferência das ações $\{A_p\}_i$, para as extremidades do elemento, o que é conseguido através dos coeficientes da matriz de transformação definida em (2.72), ou seja:

$$\begin{aligned}(A_m)_{i,1} &= (A_p)_{i,1} - (A_p)_{i,3} \cdot am_y \\(A_m)_{i,2} &= (A_p)_{i,2} + (A_p)_{i,3} \cdot am_x \\(A_m)_{i,3} &= (A_p)_{i,3}\end{aligned}\tag{4.18}$$

$$\begin{aligned}(A_m)_{i,4} &= (A_p)_{i,4} - (A_p)_{i,6} \cdot bm_y \\(A_m)_{i,5} &= (A_p)_{i,5} + (A_p)_{i,6} \cdot bm_x \\(A_m)_{i,6} &= (A_p)_{i,6}\end{aligned}\tag{4.19}$$

As expressões (4.18) e (4.19), fornecem as ações nas extremidades da barra i .

CAPÍTULO V

HIPÓTESES ADOTADAS PARA O CONCRETO E AÇO

5.1 BASES DE CÁLCULO

O método aplicado neste trabalho é o dos estados limites e segue as prescrições do Comitê Européen du Béton - CEB.

Nas peças de concreto armado, curtas ou esbeltas sujeitas à flexão simples, a ruptura dar-se-á por deformação excessiva da armadura e/ou esmagamento do concreto. Já as peças esbeltas submetidas a cargas axiais mais momentos, a ruptura ainda pode se dar por instabilidade do equilíbrio, devendo-se portanto levar em conta os efeitos de segunda ordem provocados pelas deformações.

Para que nenhuma das duas situações de ruptura das peças curtas (ou esbeltas sujeitas a flexão simples) ocorram, diz-se portanto que:

- a) a deformação máxima de tração da armadura é 10‰;
- b) a deformação máxima do concreto na zona de compressão quando da flexão simples ou composta é -3,5‰;
- c) a deformação limite do concreto, à compressão centrada é -2‰;
- d) a deformação do aço é a mesma do concreto no nível da armadura.

De acordo com estes limites pode-se definir os diversos domínios de solicitações da peça. A Figura 5.1, ilustra as deformações sofridas pela seção para esses domínios.

a) *Domínio 1:*

Corresponde à tração simples ou com pequenas excêntriciades, de forma que toda seção esteja tracionada. As retas de deformação giram em torno do ponto A, até que a deformação na fibra superior do concreto seja nula.

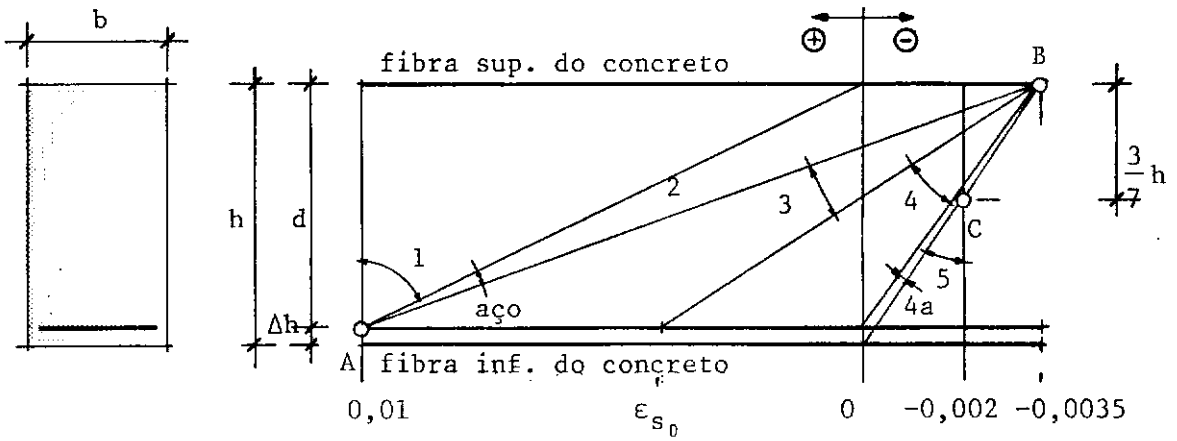


FIGURA 5.1 - Domínios de Deformações das Seções.

b) *Domínio 2:*

Devido à flexão simples ou composta. As retas de deformação continuam a girar em torno do ponto A, até -3,5% de deformação na fibra superior do concreto.

c) *Domínio 3:*

Referente à flexão simples ou composta, onde as retas de deformação agora giram em redor do ponto B até que a deformação do aço corresponda ao seu limite elástico. As peças executadas dentro deste domínio são chamadas de sub-armadas.

d) *Domínio 4:*

Ainda devido à flexão simples ou composta. As retas de deformação continuam a girar em torno do ponto B até que a deformação no aço seja nula. Note-se que neste domínio as tensões produzidas na armadura são menores que o seu limite elástico, o que corresponde ao caso das peças superarmadas, aconselhável portanto a utilização de armadura na zona de compressão do concreto.

e) *Domínio 4a:*

Também flexão composta, porém a armadura inferior começa a ser comprimida.

f) *Domínio 5:*

Compressão simples ou composta, pois toda a peça está sujeita a tensões de compressão. As retas de deformação neste caso giram em torno de um ponto C situado a uma deformação de compressão de 2‰ e a $\frac{3}{7} h$ da fibra superior do concreto, até a deformação relativa à compressão centrada.

Lembra-se ainda que os domínios apresentados na Fi
gura 5.1, serão válidos, desde que as seções de concreto permane
çam planas após a deformação. Portanto, é necessário que a
relação entre a distância de dois pontos de momento nulos da peça
e a sua altura útil seja superior a 2.

5.2 DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS

Partindo-se de valores de resistência dos aços e concretos, que são definidos através de ensaios dos materiais, chega-se aos chamados valores característicos (f_{yk} e f_{ck}).

As resistências características devem ser minoradas por coeficientes que são definidos como:

γ_c - coeficiente de minoração das resistências dos concretos;

γ_s - coeficiente de minoração das resistências dos aços.

Dividindo-se as resistências características por estes coeficientes, obtem-se as resistências de cálculo dos materiais

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{e} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5.1)$$

para o aço e para o concreto, respectivamente.

Os valores dos coeficientes γ_c e γ_s são dados em ⁷ por R.22,1.

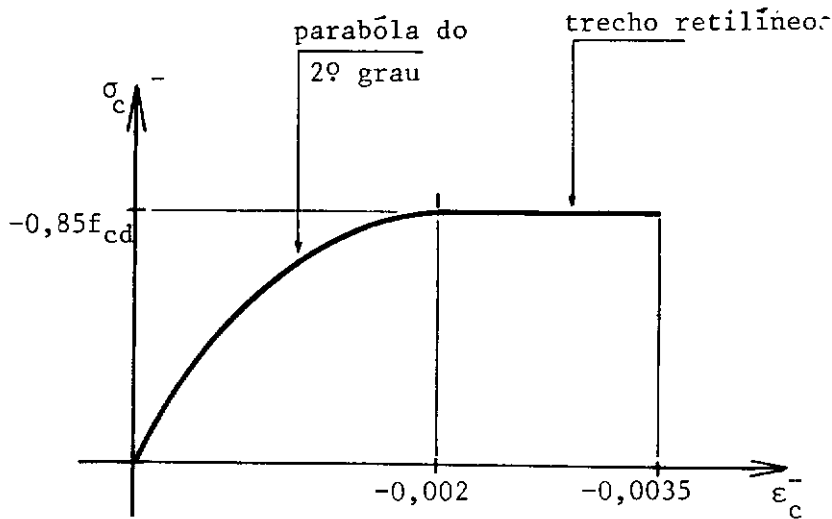


FIGURA 5.2 - Diagrama de Cálculo do Concreto.

5.2.1 Concreto

Diversos diagramas para representar a variação de tensão no concreto já foram propostos. O diagrama aqui utilizado é o parabola-retângulo proposto nas recomendações do CEB-FIP, e que conduz a resultados perfeitamente de acordo com os valores experimentais.

Este diagrama é formado por uma parábola de 2º grau e um segmento retilíneo (Figura 5.2). Note-se que não se considera a resistência do concreto à tração.

O valor máximo da tensão de compressão ao concreto deve ser 85% da resistência de cálculo do material à compressão.

Os valores das tensões serão dados por:

- para $0 \leq |\epsilon_c| \leq 2\%$

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} (\epsilon_c^2 / 4 + \epsilon_c) \quad (5.2)$$

- para $2\% \leq |\epsilon_c| \leq 3,5\%$

$$\sigma_c = - 0,85 f_{cd} \quad (5.3)$$

Atribui-se ao concreto um módulo de deformação longitudinal de $E_c = 10.000 \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}^{16}$ e, um módulo de deformação transversal de $G_c = 0,4 E_c^{10}$.

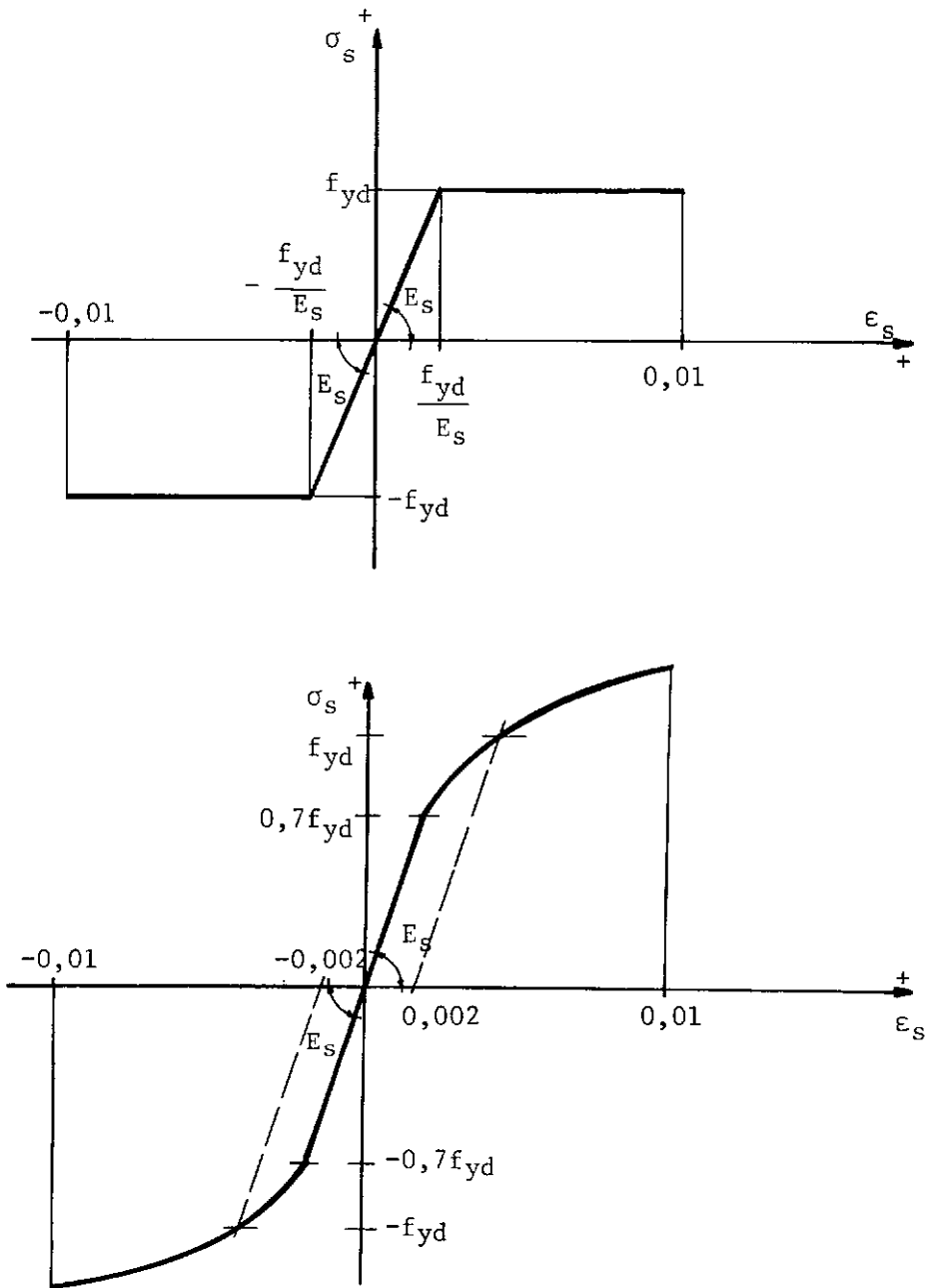


FIGURA 5.3 - Diagrama Tensão-Deformação de Cálculo dos Aços A e B.

5.2.2 Aço

Os aços utilizados podem ser classificados em aços de dureza natural e aços deformados a frio.

Os primeiros possuem tensões de escoamento perfeitamente definidas, sendo o seu diagrama tensão-deformação formado por uma reta de declividade igual ao módulo de deformação longitudinal E_s e um segmento retilíneo horizontal de ordenada igual a f_{yd} (Figura 5.3a). São também chamados de tipo A, conforme nomenclatura da ABNT ¹.

Nos aços deformados a frio, ou tipo B, o diagrama tensão-deformação é composto de um trecho retilíneo e outro curvo, estes aços não possuem tensão de escoamento definida. Con^uencion^ua-se para tensão de escoamento aquela que provoca uma de^uformação permanente de 2‰. Na Figura 5.3b, o valor desta ten^usão é dada pela interseção de uma reta de declividade E_s , a par^utir da deformação unitária de 2‰, com a curva tensão-deformação.

Normalmente não se especifica, "a priori", o tipo de aço empregado, e neste caso utiliza-se o diagrama proposto na Figura 5.4, que é uma combinação dos diagramas da figura anterior.

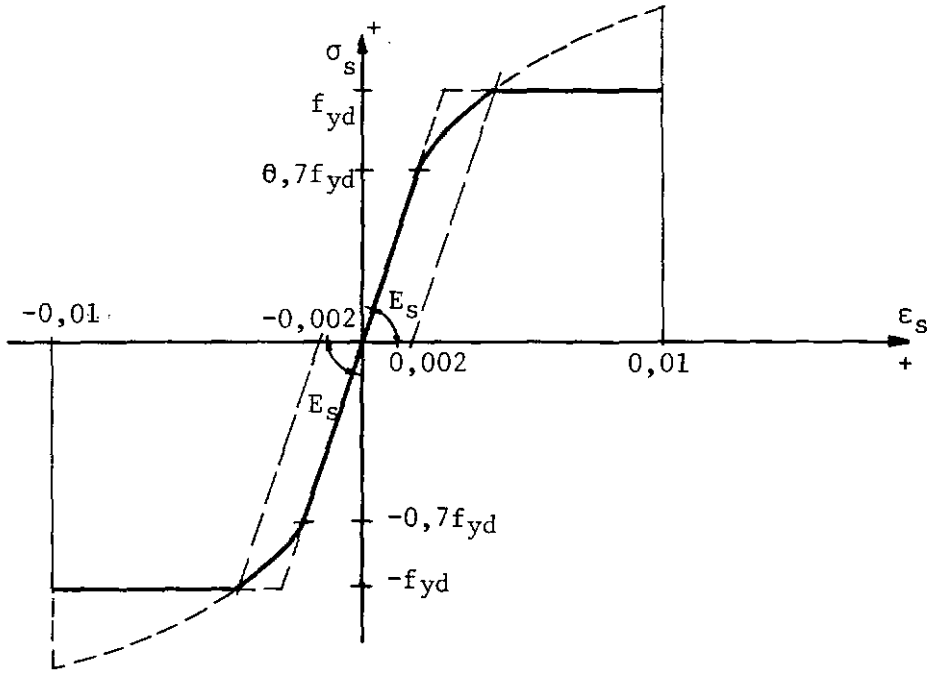


FIGURA 5.4 - Diagrama Combinado.

O diagrama representado na Figura 5.4 é definido pelas seguintes expressões:

- para $0 < |\sigma_s| \leq 0,7 f_{yd}$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5.4)$$

- para $0,7 f_{yd} < |\sigma_s| \leq f_{yd}$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \pm 0,823 \left[\frac{\sigma_s}{f_{yd}} - 0,7 \right]^s \quad (5.5)$$

O m̃dulo de deformaç~o longitudinal do aço ẽ tomado igual $E_s = 2,1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$.

CAPÍTULO VI

VIGAS

No caso de elementos de grelhas, além do problema da flexão e do esforço cortante, agindo conjuntamente, há de se adicionar o efeito da torção a que a maioria dos elementos da estrutura estão sujeitos.

Pode-se, entretanto, quando do dimensionamento da seção à flexão, sem prejuízo de precisão, desprezar-se os efeitos do cortante e torsor.

6.1 SOLICITAÇÕES NORMAIS

A inexistência de esforço normal em elementos de gre

lhas, permite que sejam as vigas dimensionadas à flexão simples, portanto, dentro dos domínios 2, 3 e 4 da Figura 5.1. Naturalmente, este dimensionamento basear-se-á nas hipóteses apresentadas no capítulo anterior.

Conforme se verá adiante, a posição da linha neutra é função de um coeficiente adimensional.

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} \quad (6.1)$$

com $M_d = \gamma_f \cdot M$, onde M é o momento aplicado à peça e γ_f o coeficiente de majoração das cargas, conforme ⁴. As dimensões da seção são b e d (Figura 5.1) e f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, segundo (5.1).

O valor da expressão (6.1), deve ser limitado segundo a Tabela 6.1, a fim de evitar que a armadura tracionada trabalhe com tensão inferior à tensão de escoamento do material (domínio 4).

TABELA 6.1 - Valores Limites de μ .

	CA-24A	CA-50A	CA-50B	CA-60B
ϵ_{s_0}	0,000994	0,002070	0,004070	0,004484
μ_{lim}	0,362302	0,308137	0,256948	0,246640

ϵ_{s_0} - deformação relativa à tensão de escoamento do aço.

Caso o valor de μ , determinado em (6.1), seja inferior ao μ_{lim} , a armadura de tração é calculada por:

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \cdot \frac{M_d}{z} \quad (6.2)$$

onde σ_s é a tensão na armadura e z o braço de alavanca. A obtenção destes valores será abordada adiante.

Por outro lado, quando o $\mu > \mu_{lim}$, há a necessidade da colocação de armadura de compressão. Desta feita o valor de M_d pode ser tomado como:

$$M_d = M_{dc} + \Delta M_d$$

onde:

$$\Delta M_d = M_d - M_{dc} \quad (6.3)$$

é traduzido como o momento absorvido pela armadura de compressão.

Como $M_{dc} = \mu_{lim} b d^2 f_{cd}$, o valor de (6.3), será:

$$\Delta M_d = M_d - \mu_{lim} b d^2 f_{cd} \quad (6.4)$$

As deformações no concreto na altura das armaduras de compressão e tração, bem como o braço de alavanca z , serão aquelas correspondentes a μ_{lim} .

As armaduras serão dadas por:

$$A_s = \frac{l}{\sigma_s} \left(\frac{M_{dc}}{z} + \frac{\Delta M_d}{d - \Delta h} \right), \text{ de tração,} \quad (6.5)$$

e,

$$A'_s = - \frac{l}{\sigma'_s} \cdot \frac{\Delta M_d}{d - \Delta h} , \text{ de compressão.} \quad (6.6)$$

Em (6.5) e (6.6), σ_s e σ'_s são respectivamente as tensões nas armaduras de tração e compressão e Δh o valor do recobrimento.

O valor de μ determina a configuração de deformação da seção da peça. A partir desta configuração é fácil chegar-se às tensões existentes nos níveis de armadura, assim como no concreto.

No domínio 2, verifica-se, para o caso da deformação na fibra superior do concreto $|\epsilon_{c_1}| \leq 2\%$ (Figura 6.1a), que:

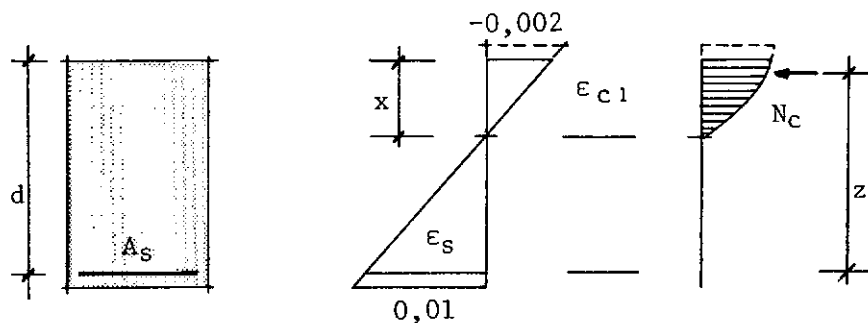
$$\mu = 0,85 \left[\frac{1}{3} \left(- \frac{\epsilon_{c_1}}{0,002} \right)^2 - \frac{\epsilon_{c_1}}{0,002} \right] k_x k_z \quad (6.7)$$

onde

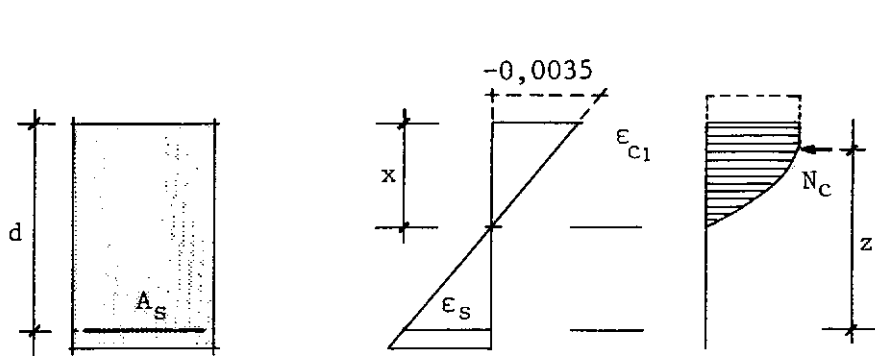
$$k_x = \frac{- \epsilon_{c_1}}{- \epsilon_{c_1} + 0,01} \quad (6.8)$$

e,

$$k_z = 1 - \left[\frac{1 + (0,008/\epsilon_{c1})}{4(1 + 0,006/\epsilon_{c1})} \right] k_x \quad (6.9)$$

(a) - caso de $|\epsilon_{c1}| \leq 0,002$

$$k_x = \frac{x}{d}$$

(b) - caso de $|\epsilon_{c1}| \geq 0,002$

$$k_z = \frac{z}{d}$$

FIGURA 6.1 - Deformações e Tensões no Concreto -
- Domínio 2.

Quando $|\epsilon_{c_1}| > 2\%$ (Figura 6.1b), tem-se:

$$\mu = 0,85(1 - a)k_x k_z \quad (6.10)$$

com

$$a = - \frac{0,002}{3 \epsilon_{c_1}} \quad (6.11)$$

$$k_x = \frac{- \epsilon_{c_1}}{0,01 - \epsilon_{c_1}} \quad (6.12)$$

e

$$k_z = 1 - \left[\frac{0,75 a^2 - a + 0,5}{1 - a} \right] k_x \quad (6.13)$$

Tanto em um caso como no outro, devidas às dificuldades de se exprimir a posição da linha neutra (k_x), diretamente em função de μ , procura-se ajustar ϵ_{c_1} de forma que o valor determinado por (6.7) ou (6.10), conforme o caso, seja o mais próximo possível de (6.1).

Com o valor de ϵ_{c_1} que satisfaça esta condição, a

cha-se k_z e daí tem-se:

$$z = k_z \cdot d \quad (6.14)$$

A tensão σ_s será a correspondente a uma deformação na fibra do concreto na altura da armadura $\epsilon_s = 0,01$.

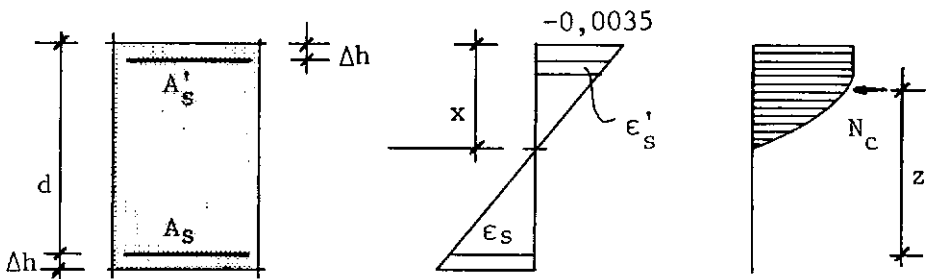


FIGURA 6.2 - Deformações e Tensões no Concreto - Domínio 3 ou 4.

Nos domínios 3 e 4, Figura 6.2, o processo é mais simples, pois pode-se exprimir a posição da linha neutra, diretamente em função do coeficiente μ , ou seja:

$$k_x = \frac{1}{2} (2,404042 - \sqrt{5,7794179 - 13,975052\mu}) \quad (6.15)$$

Tem-se também que

$$k_z = 1 - 0,4159661 k_x \quad (6.16)$$

Com o auxílio de (6.14), chega-se ao valor do braço de alavanca.

O valor da deformação da armadura de tração é:

$$\epsilon_s = \frac{0,0035}{k_x} - 0,0035 \quad (6.17)$$

No caso particular do domínio 4, tem-se a deformação da armadura de compressão como:

$$\epsilon'_s = \frac{0,0035}{k_x} \left(\frac{\Delta h}{d} - k_x \right) \quad (6.18)$$

A partir das deformações calculadas em (6.17) e (6.18), chega-se às tensões σ_s e σ'_s procuradas, utilizando-se os diagramas propostos no capítulo anterior, de acordo com o tipo do aço empregado.

Para se evitar a formação de fissuras recomenda-se que a área de armadura seja no mínimo igual a $A_s = 0,0015 bh$. Devendo esta armadura ser constituída de barras de pequeno diâmetro e preferencialmente de alta aderência.

6.2 SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

O estudo de uma peça de concreto armado submetida a esforços tangenciais, é feito de maneira diversa, daquele realizado para se avaliar a resistência, desta mesma peça, ao momento fletor, pois neste caso o estudo pode ser feito para cada seção da peça isoladamente.

Já quando se trata de medir-se a resposta da estrutura a esforços cortantes e/ou de torção, é importante que se analise o comportamento da peça como um todo, em virtude de serem os mecanismos que regem o problema, quase sempre de natureza tridimensional.

6.2.1 Cortante

a) *dimensionamento.*

O combate ao efeito do esforço cortante nas peças de concreto armado, é feito preferencialmente por estribos e ferros dobrados.

A partir deste conceito Ritter, no final do século passado (1899) e depois Mörsch (1904), idealizaram que o comportamento das vigas de seção constante em concreto armado, devido ao esforço cortante e que possuam armaduras transversais, após a fissuração, se assemelham às treliças tais como mostradas na Figura 6.3.

O número de barras transversais atravessadas por uma fissura será, conforme Figura 6.4, igual a:

$$n = \frac{z}{s} (\text{ctg } \beta + \text{ctg } \alpha) \quad (6.19)$$

Do esforço cortante V_d , atuante na peça, parte será absorvido pela armadura transversal e parte pelo concreto, ou seja:

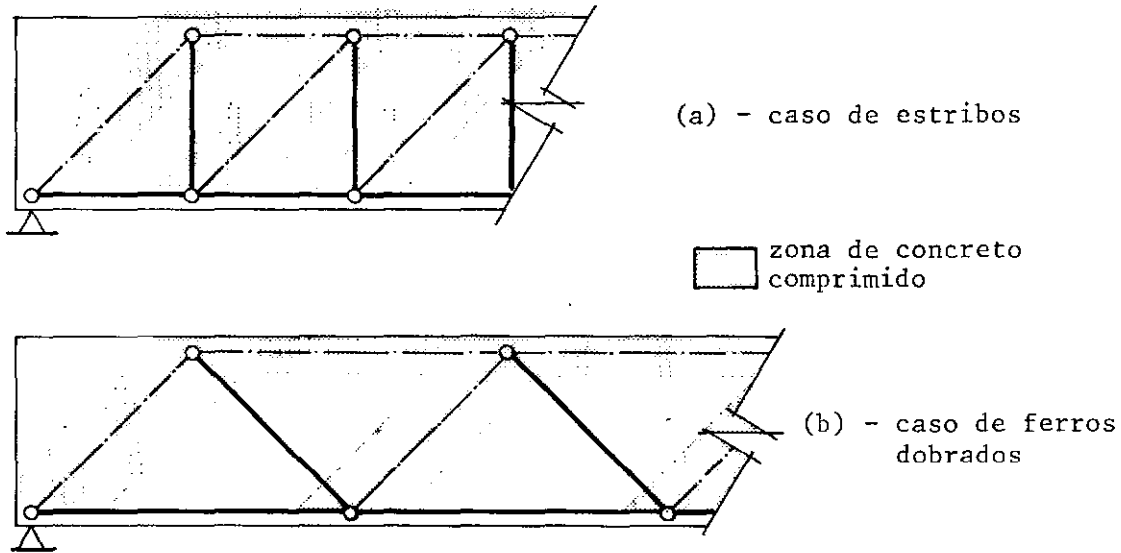


FIGURA 6.3 - Analogia da Treliça de Ritter-Mörsch.

$$V_d = V_s + V_c \quad (6.20)$$

De equilíbrio de forças verticais na Figura 6.4, chega-se que a parte absorvida pela ferragem é:

$$V_s = \frac{z}{s} (\operatorname{ctg} \beta + \operatorname{ctg} \alpha) A_s \sigma_s \operatorname{sen} \alpha \quad (6.21)$$

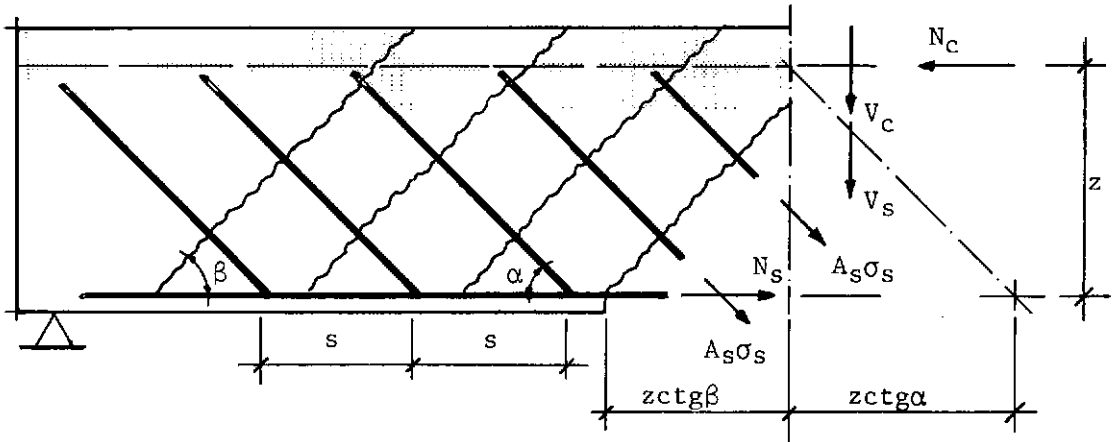


FIGURA 6.4 - Forças Externas e Internas à Treliça.

Como comumente $\beta = 45^\circ$, e considerando que a armadura transversal trabalha no seu limite de escoamento, pode-se reescrever (6.21) como:

$$V_s = \frac{z}{s} (\operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) A_s f_{yd} \quad (6.22)$$

A contribuição do concreto na resistência ao esforço cortante, é tomada como

$$V_c = \tau_{wc} b z \quad (6.23)$$

onde τ_{wc} é a chamada resistência do concreto ao cortante.

Levando (6.23) e (6.22) em (6.20), vem que

$$V_d = \frac{z}{s} (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) A_s f_{yd} + \tau_{wc} bz \quad (6.24)$$

Se chamar de

$$\rho_{wu} = \frac{A_s}{bs \text{ sen}\alpha} \quad (6.25)$$

e como $\frac{d}{z} \approx 1,15$, (6.24) ficará:

$$\rho_{wu} = \frac{1,15}{bd(\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)\text{sen}\alpha f_{yd}} \left(V_d - \tau_{wc} \frac{bd}{1,15} \right) \quad (6.26)$$

Como trata-se de peça de seção constante, segundo ⁴, o valor de cálculo da tensão tangencial da alma será:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \quad (6.27)$$

Com o auxílio de (6.27), tem-se para (6.26) o valor de:

$$\rho_{wu} = \frac{1,15 \tau_{wd}}{(\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \text{sen} \alpha f_{yd}} \left(1 - \frac{\tau_{wc}}{1,15 \tau_{wd}} \right) \quad (6.28)$$

O valor de τ_{wc} atribuído pelo CEB⁸ é

$$\tau_{wc} = 1,44 \sqrt{f_{ck}} \psi_0 \quad (6.29)$$

com f_{ck} expresso em t/m^2 e onde ψ_0 é devido a redução da resistência ao esforço cortante, provocada pelo alongamento excessivo da membrura tracionada, em vigas fracamente armadas. Este coeficiente deverá ser igual a

$$\psi_0 = 0,5 + 33 \rho_{\ell w_2} \leq 1 \quad (6.30)$$

onde $\rho_{\ell w_2}$ representa a taxa geométrica de armadura longitudinal de tração, em uma seção situada a $2h$ do apoio.

A equação (6.29) reduz (6.28) à seguinte forma:

$$\rho_{wu} = \eta \rho_{w,M} \quad (6.31)$$

com

$$\rho_{w,M} = \frac{1,15 \tau_{wd}}{(\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \text{sen} \alpha f_{yd}} \quad (6.32)$$

que representa a taxa geométrica de armadura transversal, calculada segundo a teoria clássica da treliça de Ritter-Mörsch, e

$$\eta = 1 - 1,25 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\tau_{wd}} \psi_0 \quad (6.33)$$

seria um coeficiente de minoração ($0 \leq \eta \leq 1$), tendo em vista a contribuição da zona de compressão da peça, na resistência ao esforço cortante.

Entretanto, existe um valor máximo para a tensão tangencial de alma (τ_{wud}) determinada em (6.27), que corresponde ao estado-limite último por falha do concreto, acima da qual a peça não resiste ao esforço cortante. Este limite, recomendado pelo CEB ⁷, é, para o caso de utilização de estribos isolados ou conjuntamente com barras dobradas a 45° , o menor dos seguintes valores:

$$0,20 f_{cd} \quad \text{e} \quad 500 \text{ tf/m}^2 \quad (6.34)$$

O CEB ⁷, ainda recomenda que a porcentagem da tensão de cisalhamento, absorvida pelos estribos não seja inferior a 40%.

b) *decalagem*.

Em virtude da analogia da treliça, o esforço desenvolvido na armadura longitudinal de tração, aumenta, em relação ao encontrado quando da flexão da peça.

Em decorrência deste fato, quando se deseja avaliar o momento atuante em uma seção AA' da peça (Figura 6.5), deve-se tomar como valor real deste momento, aquele que a peça teria em uma seção situada a a_ℓ de AA' e na direção onde o momento fletor aumenta em valor absoluto.

O valor de a_ℓ , ou decalagem, é para o caso da utilização de estribos isolados ou combinados com barras dobradas, igual a:

$$a_\ell = (1,5 - 1,2\eta)d \quad (6.35)$$

onde d expressa a altura útil da peça e η tem o valor atribuído em (6.33) ⁷.

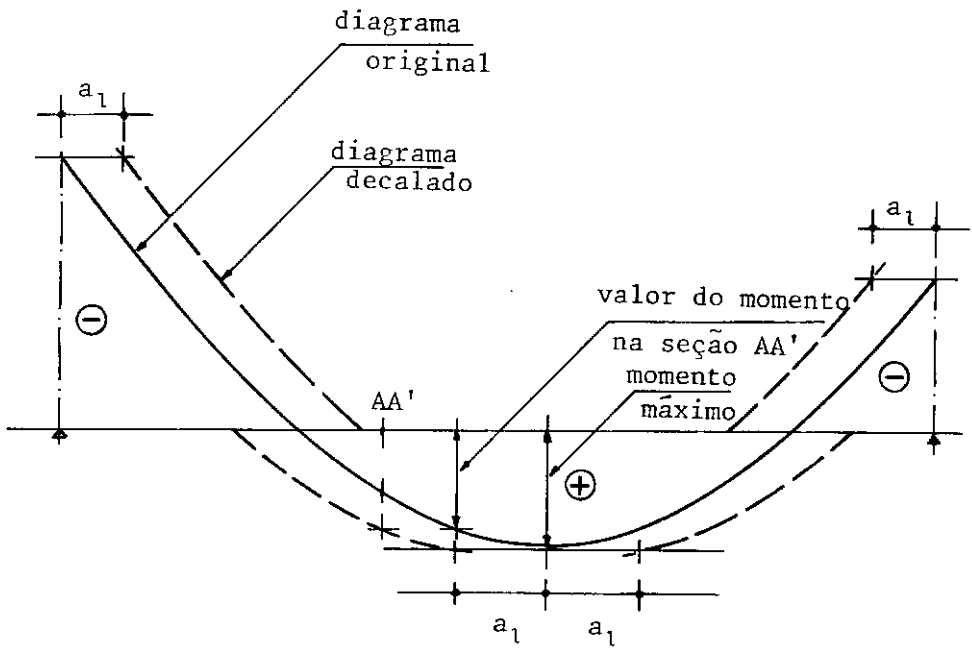


FIGURA 6.5 - Decalagem do Diagrama de Momentos Fletores.

c) *armadura mínima.*

Quando o valor de τ_{wd} , expresso em tf/m^2 , é

$$\tau_{wd} \leq 1,25 \sqrt{f_{ck}} \psi_0 \quad (6.36)$$

a peça não necessita de armadura de alma. Porém, recomenda-se a utilização de uma armadura mínima, constituída preferencialmente por estribos verticais e uniformemente distribuída ao lon

go da peça. O valor desta armadura deverá ser igual a

$$\rho_{w,min} = 0,325 \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{yk}} \quad (6.37)$$

com f_{ck} e f_{yk} expressos em tf/m^2 .

Entretanto, o valor de (6.37) não deve ser inferior a 0,25%, se a armadura é composta de aço liso ou 0,14%, se de aço de alta aderência.

6.2.2' Torção

a) *dimensionamento.*

Normalmente a torção se apresenta combinada com flexão e esforço cortante. Em muitos casos entretanto esta torção é uma solicitação secundária, não sendo necessária ao equilíbrio da peça (Figura 6.6a) e, neste caso, pode ser desprezada, evitando-se assim a colocação de armadura ã torção.

Por outro lado, quando o momento de torção, surgido na peça, é responsável pelo equilílíbrio (Figura 6.6b), a solicil

tação é preponderante, não sendo possível ignorá-la sem que a estrutura sofra danos.

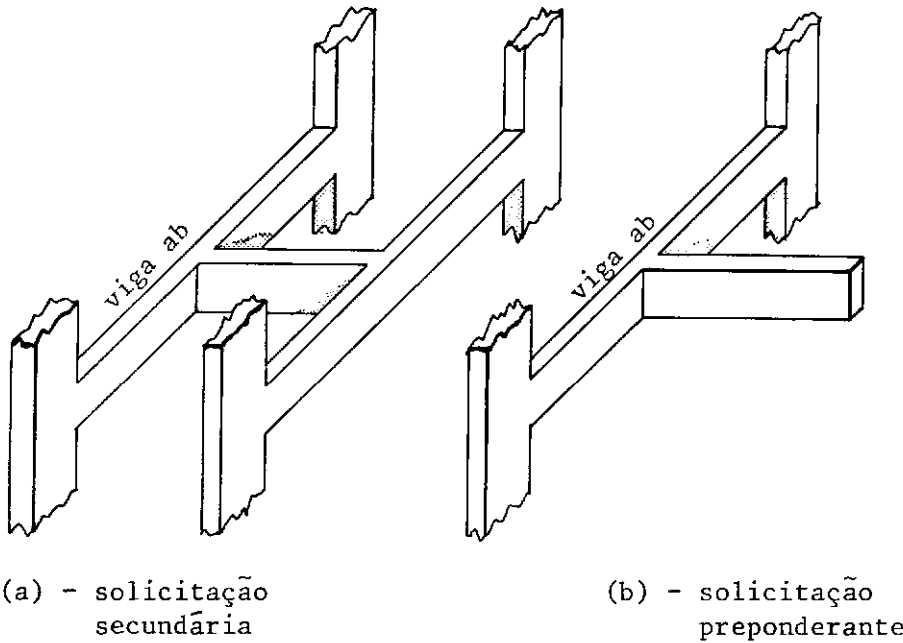


FIGURA 6.6 - Torção na Viga ab.

A combinação da torção com esforço cortante e momento fletor, causa um problema bastante complexo. Para efeito de dimensionamento, no entanto, procura-se imaginar que as peças estão submetidas a um estado de torção pura. A armadura assim encontrada é superior a que seria obtida se fosse considerada a atuação simultânea dos três esforços.

A colaboração do concreto na resistência ao momento torsor, se resume a parte que rodeia as armaduras, constituindo

uma seção vazada de parede delgada, pois o núcleo da seção pouco contribui no combate ao esforço de torção. Portanto, a seção cheia real é substituída por uma seção vazada equivalente. (Figura 6.7).

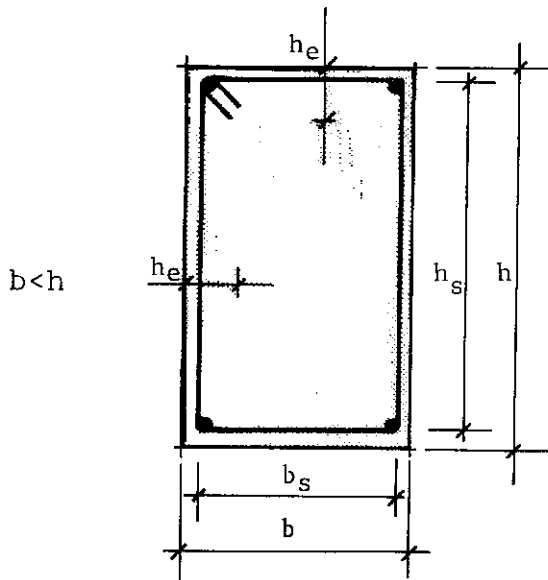


FIGURA 6.7 - Seção Vazada Equivalente.

A determinação da seção vazada equivalente, segundo as recomendações do CEB⁷, para o caso de seções retangulares, Figura 6.7, será:

i) Se $b_s \geq \frac{5}{6} b$, a área da seção média A_e , será:

$$A_e = \frac{5}{6} b \left(h - \frac{b}{6} \right) \quad \text{e} \quad h_e = \frac{b}{6} \quad (6.38)$$

ii) Se $b_s \leq \frac{5}{6} b$, o valor de A_e , será:

$$A_e = b_s h_s \quad e \quad h_e = \frac{b_s}{5} \quad (6.39)$$

Os esforços de torção pura, serão absorvidos por uma armadura constituída de estribos verticais e ferros longitudinais. Tal como no caso do esforço cortante, a armadura assim disposta, proporciona à peça, após a fissuração um comportamento de treliça, porém desta feita de natureza tridimensional.

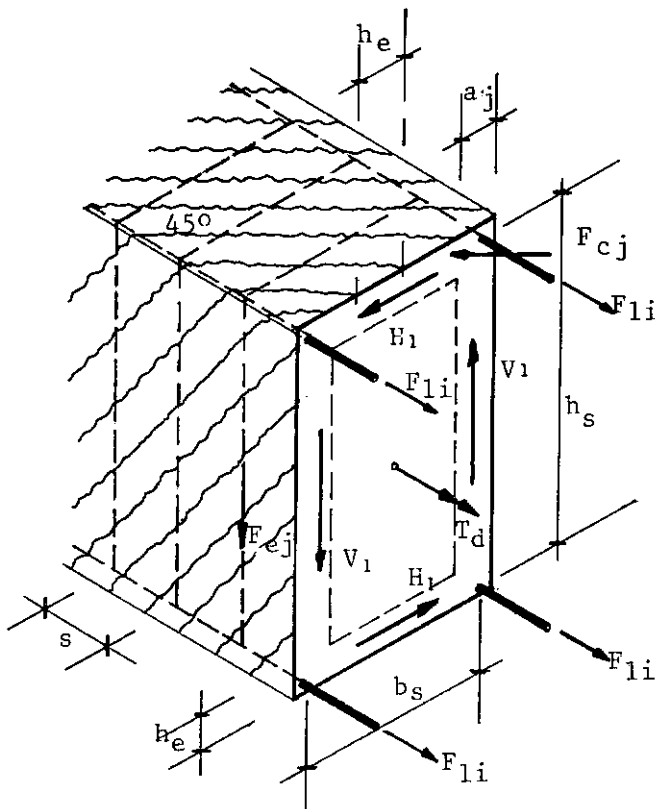


FIGURA 6.8 - Analogia da Treliça - Caso de Torção.

Na peça representada na Figura 6.8, tem-se uma seção submetida a um momento torsor T_d . Ao longo da seção de parede delgada equivalente, surgem tensões cisalhantes τ . Por equilíbrio tira-se que:

$$T_d = V_1 b_s + H_1 h_s \quad (6.40)$$

mas como

$$V_1 = \tau \cdot h_e \cdot h_s \quad \text{e} \quad H_1 = \tau \cdot h_e \cdot b_s \quad (6.41)$$

o valor da torção será:

$$T_d = 2 A_e \cdot \tau \cdot h_e \quad (6.42)$$

com A_e e h_e dados segundo (6.38) ou (6.39).

A força de compressão na biela a 45° , é dada por:

$$F_{cj} \sin 45^\circ = \tau \cdot h_e \cdot a_j \quad (6.43)$$

Por equilíbrio de forças horizontais, tira-se:

$$\sum_i F_{\ell_i} = \sum_j F_{c_j} \cos 45^\circ \quad (6.44)$$

Levando (6.43) em (6.44), chega-se a:

$$\sum_i F_{\ell_i} = \tau h_e \sum_j a_j \quad (6.45)$$

Como $\sum_j a_j = u$, perímetro da seção, com auxílio de (6.42), vem que:

$$\frac{\sum_i F_{\ell_i}}{u} = \frac{T_d}{2 A_e} \quad (6.46)$$

Para

$$\sum_i F_{\ell_i} = f_{yd} \sum A_{\ell} \quad (6.47)$$

o valor de (6.46), será:

$$\frac{\sum A_{\ell}}{u} = \frac{T_d}{2 A_e f_{yd}} \quad (6.48)$$

Expressão que fornece a área de armadura longitudinal.

A força F_{ej} atuante em cada estribo pode ser escrita como:

$$F_{ej} = \tau \cdot h_e \cdot s \quad (6.49)$$

que levada à (6.42), tem-se:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{yd}} \quad (6.50)$$

pois $F_{ej} = A_s f_{yd}$.

b) *verificação do concreto.*

Da equação (6.42), chega-se que a tensão tangencial de torção é dada por:

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2 A_e h_e} \quad (6.51)$$

O estado limite último para as peças submetidas à torção pura, corresponde, segundo CEB ⁷, ao menor dos dois seguintes valores de τ_{tud} :

$$0,18 f_{cd} \quad \text{ou} \quad 450 \text{ tf/m}^2 \quad (6.52)$$

para o caso aqui apresentado de armadura, constituída de estribos verticais e barras longitudinais.

O valor da tensão encontrada em (6.51) deve ser no máximo igual a τ_{tud} .

Para o caso de torção com flexão, o estado limite último é determinado pela relação:

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wud}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tud}} < 1 \quad (6.53)$$

onde τ_{wd} e τ_{wud} são os valores respectivamente de (6.27) e (6.34).

c) *armadura mínima.*

Quando a torção é uma solicitação preponderante a porcentagem mínima de armadura, tanto longitudinal como vertical, segue a apresentação do caso do esforço cortante, conforme (6.37). Tal como lá, aqui o valor de $\rho_{t_{\min}}$ definido através desta equação, não deve ser inferior a 0,25% para o caso de aços lisos e 0,14% para aços de alta aderência.

CAPÍTULO VII

LAJES

Este trabalho deter-se-ã em estudar as lajes retan_gulares, de espessuras constantes, com bordos assentes em vigas e sob a ação de um carregamento uniformemente distribuído.

7.1 REAÇÕES NAS VIGAS

O processo para a determinação das reações das la_jes nas vigas, consiste na decomposição desta laje em áreas tri_angulares e trapezoidais, de acordo com o tipo de bordo envolvi_do. Na Figura 7.1, estão representados dois casos possíveis de repartição da carga. Sendo dois bordos adjacentes do mesmo tipo, a repartição da carga se faz ã 45^0 , quando entretanto os

bordos adjacentes são de tipos diferentes, esta repartição far-se-á a 60° do bordo engastado.

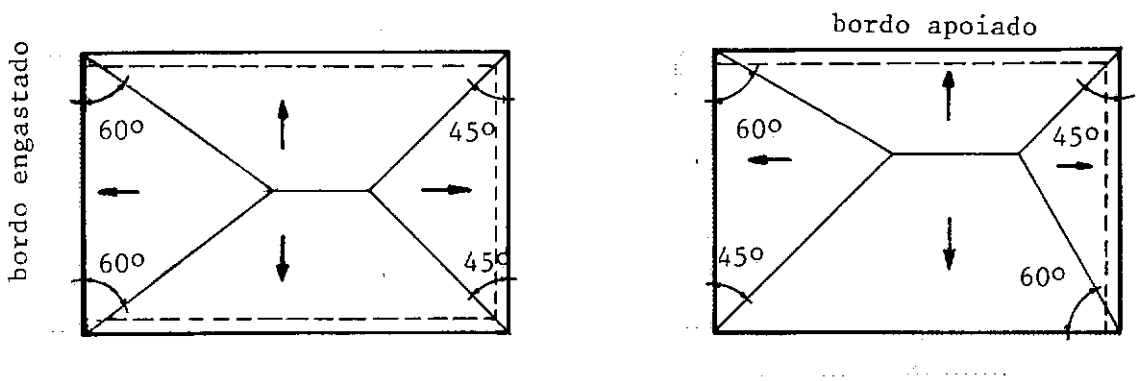


FIGURA 7.1 - Distribuição do Carregamento das Lajes Sobre as Vigas.

De acordo com o esquema apresentado na Figura 7.1, pode-se chegar à carga atribuída nas vigas de suporte, a partir do carregamento distribuído uniforme atuante na laje em questão.

Seja a laje representada na Figura 7.2, de vão ℓ_1 e ℓ_2 , com $\ell_1 < \ell_2$, e de carregamento uniforme q . Sobre a viga v_1 , atua uma carga trapezoidal de área s_1 . O carregamento uniformemente distribuído nesta viga será dado por:

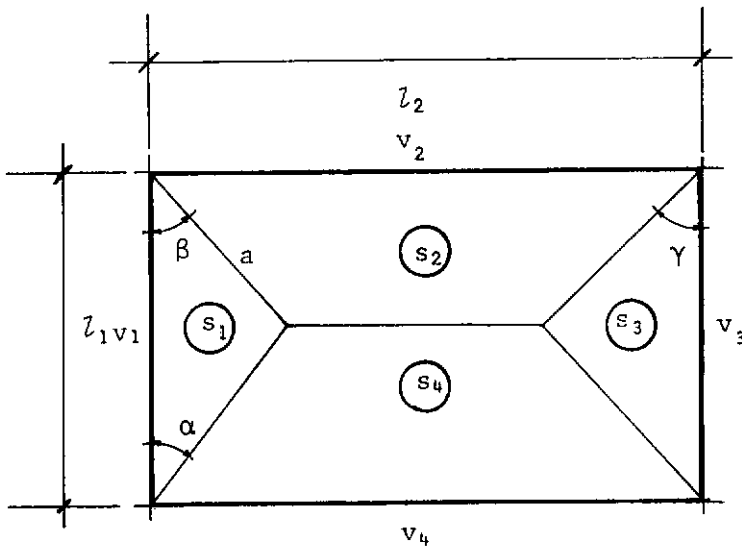


FIGURA 7.2 - Áreas Contribuintes à Cada Viga.

$$q_1 = q \frac{s_1}{l_1} \quad (7.1)$$

com

$$s_1 = \frac{1}{2} a l_1 \operatorname{sen} \beta \quad (7.2)$$

e onde

$$a = \frac{l_1}{\cos \beta + \operatorname{sen} \beta \operatorname{ctg} \alpha} \quad (7.3)$$

No caso da viga v_2 , tem-se:

$$q_2 = q \cdot \frac{s_2}{\ell_2} \quad (7.4)$$

com

$$s_2 = a \cos \beta \left[\ell_2 - \frac{1}{2} a (\sin \beta + \cos \beta \operatorname{tg} \gamma) \right] \quad (7.5)$$

onde a é dado por (7.3).

De forma análoga, chega-se às expressões das duas áreas restantes iguais a:

$$s_3 = \frac{1}{2} a \cos \beta \operatorname{tg} \gamma \ell_1 \quad (7.6)$$

e

$$s_4 = \ell_1 \ell_2 - (s_1 + s_2 + s_3) \quad (7.7)$$

7.2 MOMENTOS NAS LAJES

As lajes retangulares, de acordo com suas dimensões, podem ser tratadas, ora com armadura principal em uma única direção, ora como armadas em cruz.

7.2.1 Armadas em uma Direção

Quando a relação entre os vãos $\frac{\ell_1}{\ell_2} < 2$, para $\ell_1 < \ell_2$, (Figura 7.2), a laje pode ser associada a uma viga de base unitária, altura igual a espessura da laje e comprimento ℓ_1 . A armadura ẽ dimensionada para resistir aos momentos determinados a partir das condições dos bordos de vão ℓ_2 .

Na Figura 7.3, estão representados os momentos e seus valores, para os tipos de bordos possíveis.

Na outra direção, entretanto, deve-se dispor de uma armadura construtiva, dimensionada aqui, para resistir a um momento igual a 1/4 do momento máximo positivo determinado na direção do menor vão.

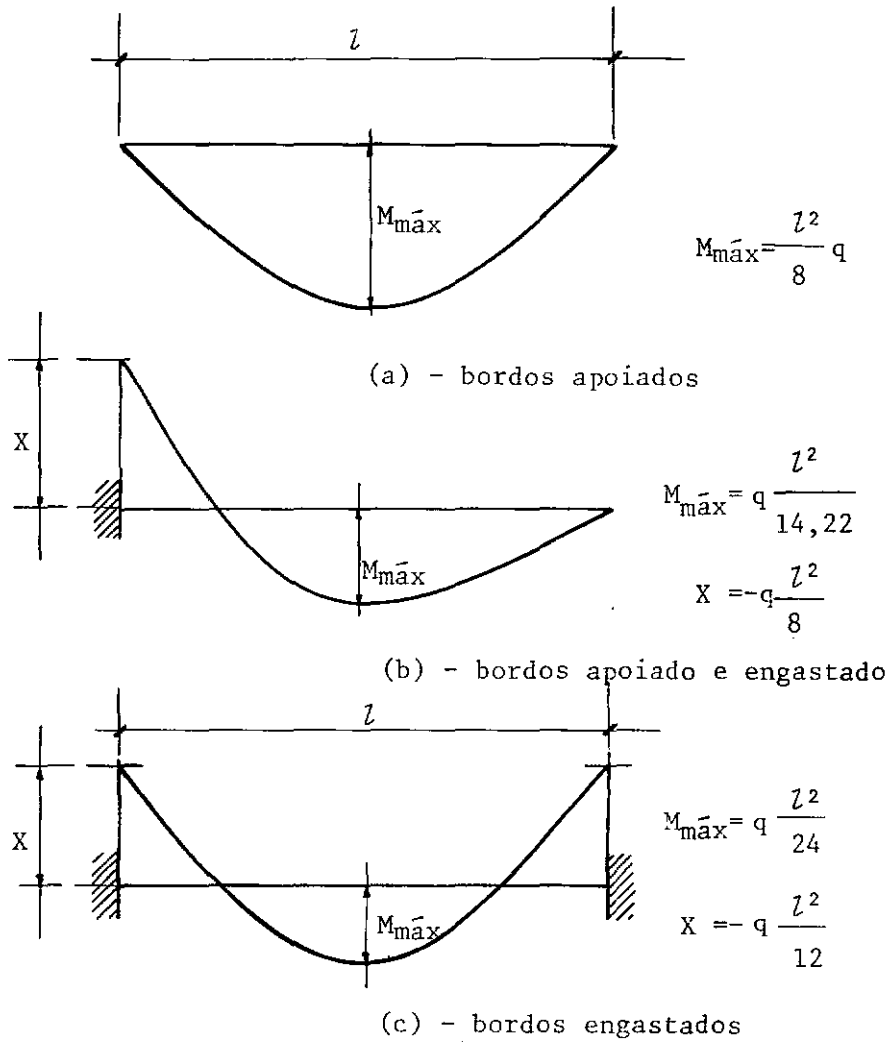


FIGURA 7.3 - Momentos nas Lajes Armadas em uma Direção.

7.2.2 Armadas em Cruz

No caso em que a relação entre os vãos seja superior a dois, a análise dos momentos é complexa, pois a estrutura se apresenta bastante hiperestática.

Um processo para se avaliar os momentos das lajes nestas condições, foi desenvolvido por Marcus^{15,21}. Para tanto consideram-se faixas cruzadas de igual largura, sobre a superfície da laje (Figura 7.4).

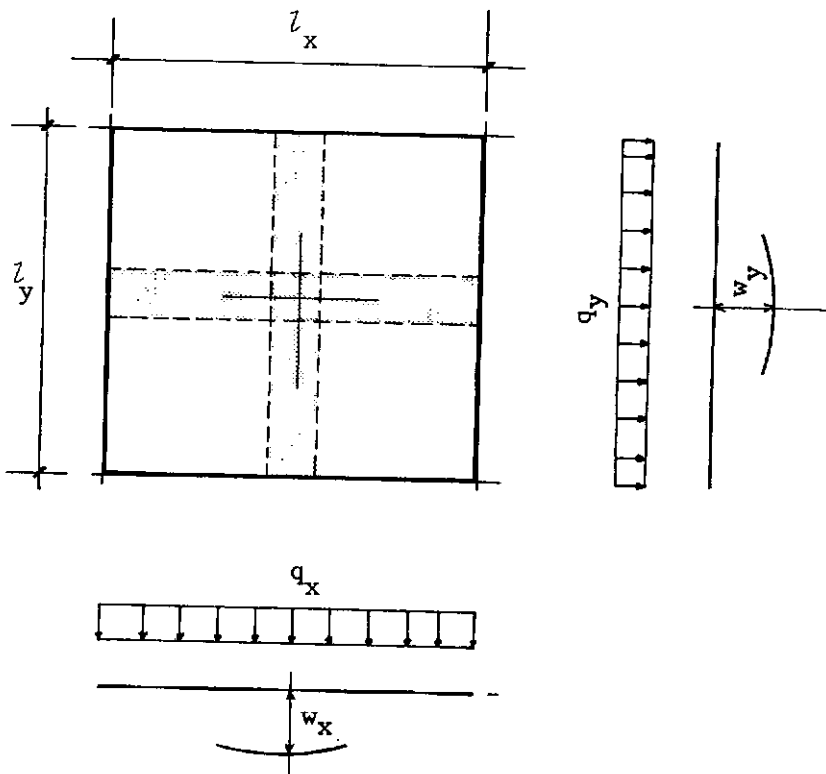


FIGURA 7.4 - Flechas no Centro da Placa.

A flecha máxima em cada uma destas faixas será:

$$W_x = \frac{\omega_x \cdot q_x \ell_x^4}{384 EI_x} \quad \text{e} \quad W_y = \frac{\omega_y \cdot q_y \ell_y^4}{384 EI_y} \quad (7.8)$$

Os momentos correspondentes a estas flechas, são:

$$M_x = \frac{q_x \ell_x^2}{m_x} \quad \text{e} \quad M_y = \frac{q_y \ell_y^2}{m_y} \quad (7.9)$$

onde os coeficientes ω e m são funções dos tipos de bordos envolvidos, e os seus valores estão estabelecidos na Tabela 7.1.

Fazendo-se $W_x = W_y$, chega-se, a partir de (7.8), que:

$$\omega_x q_x \ell_x^4 = \omega_y q_y \ell_y^4 \quad (7.10)$$

pois $EI_x = EI_y$.

Se

$$q_x = k_x q \quad (7.11)$$

e

$$q_y = q - q_x \quad (7.12)$$

de (7.10), tira-se:

$$k_x = \frac{\omega_y \cdot r^4}{\omega_x + \omega_y r^4} \quad (7.13)$$

onde

$$r = \frac{\ell_y}{\ell_x} \quad (7.14)$$

A medida que as faixas da Figura 7.4 se afastam do centro da peça em demanda aos bordos, o valor das flechas diminuem. Em virtude disto, Marcus desenvolveu dois coeficientes de minoração, v_x e v_y , dados pelas expressões seguintes:

$$v_x = 1 - \frac{20}{3r^2 m_x} k_x \quad \text{e} \quad v_y = 1 - \frac{20 r^2 (1 - k_x)}{3m_y} \quad (7.15)$$

Os momentos máximos da laje serão, portanto, iguais a:

$$M_{x \text{ máx}} = v_x \cdot \frac{k_x q \ell_x^2}{m_x} \quad \text{e} \quad M_{y \text{ máx}} = v_y \cdot \frac{(1 - k_x) q \ell_y^2}{m_y} \quad (7.16)$$

Para as lajes que possuem bordos engastados o valor do momento negativo em cada uma das direções é:

$$N_x = - \frac{k_x q \ell_x^2}{n_x} \quad \text{e} \quad N_y = - \frac{(1 - k_x) q \ell_y^2}{n_y} \quad (7.17)$$

onde n_x e n_y são determinados com auxílio da Tabela 7.1, de a cordo com o tipo de bordo em questão.

Geralmente os momentos negativos encontrados no bordo comum às duas lajes, são diferentes entre si. Neste caso, efetua-se uma média aritmética destes momentos e compara-a com 80% do maior momento envolvido na média. O dimensionamento far-se-á com o maior destes valores.

7.3 DIMENSIONAMENTO

As lajes sendo estruturas sujeitas à flexão simples, o seu dimensionamento será procedido de maneira análoga ao das vigas.

Porém, devido a impraticabilidade de se dispor de armadura dupla, deve-se limitar o dimensionamento aos domínios 2 e 3 (Vide Figura 5.1).

A determinação da armadura far-se-á utilizando as expressões do item 6.1, por unidade de comprimento do vão. Esta armadura não deve possuir área (em cm^2), inferior a $10h$, onde h é a espessura da laje expressa em m.

A tensão tangencial de alma, τ_{wd} , nas lajes, normalmente alcançam valores que dispensam armaduras a cisalhamento.

No caso das lajes de edifícios é recomendável evitar-se o emprego dessas armaduras e, para tanto, o valor de τ_{wd} , segundo as recomendações do CEB⁷, deve situar-se em:

$$\tau_{wd} \leq \frac{6}{\gamma_c} \sqrt[4]{\rho} \sqrt{f_{ck}} \quad (7.18)$$

se $h \leq 15$ cm, ou

$$\tau_{wd} \leq \frac{1}{\gamma_c} \left(7 - \frac{h}{15}\right) \sqrt[4]{\rho} \sqrt{f_{ck}} \quad (7.19)$$

se $15 \text{ cm} < h \leq 60 \text{ cm}$, onde o significado de τ_{wd} é aquele apresentado em (6.27), ρ é a taxa geométrica (A_s / A_c) de armadura longitudinal da laje na direção considerada e h a sua espessura.

Embora no caso das lajes comuns de edifícios, seja bastante improvável, há de se prever, que a tensão τ_{wd} não ultrapasse do valor, que define o estado limite último por falha do concreto. Este valor é o mesmo apresentado em (6.34), multiplicados, conforme seja o caso, por:

$$0,5 \quad \text{se} \quad h \leq 0,15 \text{ m} \quad (7.20)$$

$$\text{ou} \quad \frac{1}{3} + \frac{h}{0,9} \quad \text{se} \quad 0,15 \text{ m} < h \leq 0,60 \text{ m}. \quad (7.21)$$

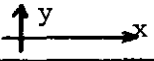
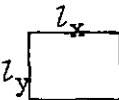


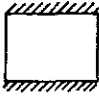

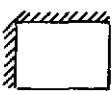
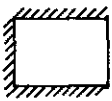
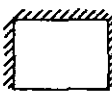
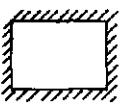
tipo		ω_x	ω_y	m_x	m_y	n_x	n_y
							
1		5	5	8	8		
2		5	2	8	128/9		8
3		2	5	128/9	8	8	
4		5	1	8	24		12
5		1	5	24	8	12	
6		2	2	128/9	128/9	8	8
7		2	1	128/9	24	8	12
8		1	2	24	128/9	12	8
9		1	1	24	24	12	12

TABELA 7.1 - Coeficientes ω , m e n .

CAPÍTULO VIII

PILARES

Os elementos de apoio de uma estrutura em grelha, estão sujeitos, além da força normal, à atuação de momentos em duas direções, promovendo nos pilares um estado de flexão com posta oblíqua.

Como caso particular de flexão oblíqua, tem-se, quando um dos momentos é nulo, a flexão composta reta.

8.1 FLEXÃO COMPOSTA RETA

O par de valores de cálculo das solicitações - es forço normal (N_d) e momento fletor (M_d) - produto do valor

característico da solicitação pelo coeficiente γ_f , é equivalente ao esforço normal aplicado com uma excentricidade igual a

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \quad (8.1)$$

e a esta excentricidade soma-se, um valor denominado de excentricidade construtiva ou adicional.

$$e_a = \begin{cases} h/30 \\ \text{ou} \\ 2\text{cm} \end{cases} \quad (8.2)$$

tendo em vista a incerteza do ponto de aplicação da força normal.

Independentemente do fato de ser o valor de (8.1) nulo, deve-se sempre considerar a excentricidade como o maior dos valores de (8.2), advindo daí, serem todos os pilares, no mínimo, sujeitos a um estado de flexão composta reta.

O par de solicitação para o qual a peça deve ser dimensionada será pois:

$$N_d \quad (8.3)$$

$$M_d = N_d \cdot (e_o + e_a)$$

8.2 FLAMBAGEM NA FLEXÃO RETA

Na maioria das vezes o dimensionamento das peças comprimidas, far-se-á utilizando os esforços referentes ao sistema indeformado (8.3).

Porém, de acordo com as dimensões da coluna, a deformação que nela produz estes esforços, influencia a intensidade das solicitações. Nestes casos há necessidade da utilização de uma teoria que leve em conta os efeitos dos momentos de 2a. ordem, afim de que estas solicitações possam ser avaliadas e, conseqüentemente, introduzidas na análise.

A peça de concreto armado, representada na Figura 8.1, sob ação de um momento

$$M_e = N_d \cdot e_o + N_d \cdot e \quad (8.4)$$

deforma-se, produzindo uma flecha $f(x)$.

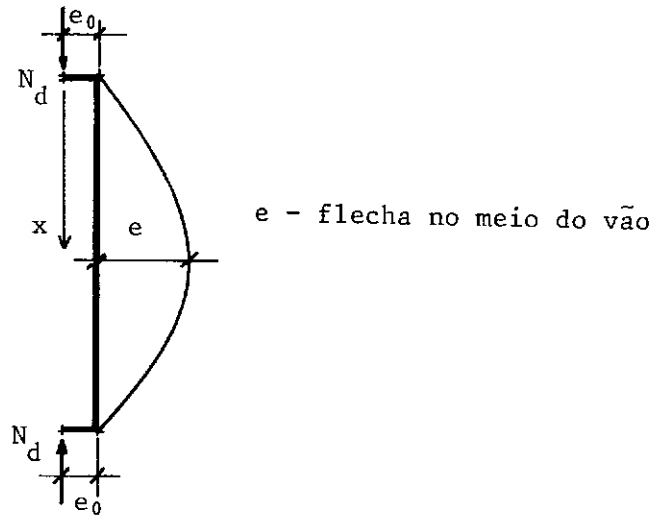


FIGURA 8.1 - Deformação de uma Coluna Esbelta.

Este momento \bar{e} é combatido por:

$$M_i = EI \frac{d^2 f(x)}{dx^2} \quad (8.5)$$

e sempre que $M_i > M_e$, a não ruptura da peça está assegurada.

No diagrama carga-flecha da Figura 8.2, a variação de momentos internos na peça, \bar{e} representada pela linha curva, função da rigidez EI do material, onde M_u é o momento que provoca o esgotamento da capacidade resistente do material.

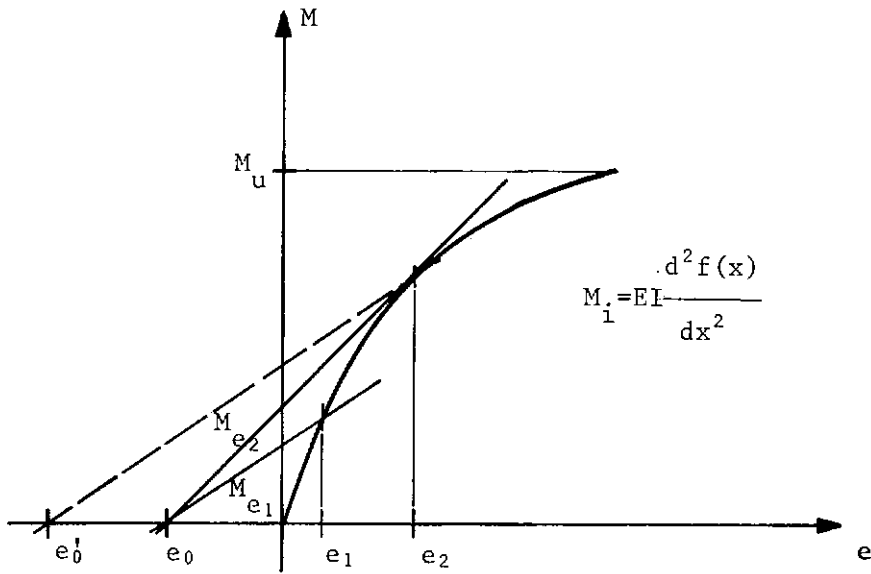


FIGURA 8.2 - Diagrama Carga-Flecha da Peça da Figura 8.1

Para a carga N_1 a peça alcança o equilíbrio estável com a flecha adicional e_1 , pois:

$$M_{e_1} < M_i \quad \text{com} \quad M_{e_1} = N_1 \cdot e_0 + N_1 \cdot e_1 \quad (8.6)$$

Aumentando-se a força normal até atingir o valor N_2 , chega-se tal como em (8.6), que $M_{e_2} < M_i$, pois

$$M_{e_2} = N_2 \cdot e_0 + N_2 \cdot e_2.$$

Porém neste caso, qualquer que seja o incremento dado a força normal, provoca a instabilidade de equilíbrio ou flambagem da peça. Note-se que não é necessário para que isto ocorra, seja M_e superior a M_u .

O ponto B, da Figura 8.2, também pode ser alcançado, deslocando-se a reta de força normal N_1 , paralelamente até atingir um valor de excentricidade de carga igual a e'_0 .

Se no entanto a curva carga-flecha tiver uma configuração de acordo com a Figura 8.3, a peça romperá por esgotamento da capacidade resistente do material, antes que seja atingido o ponto B. Isto ocorre sempre quando se trata de peças curtas.

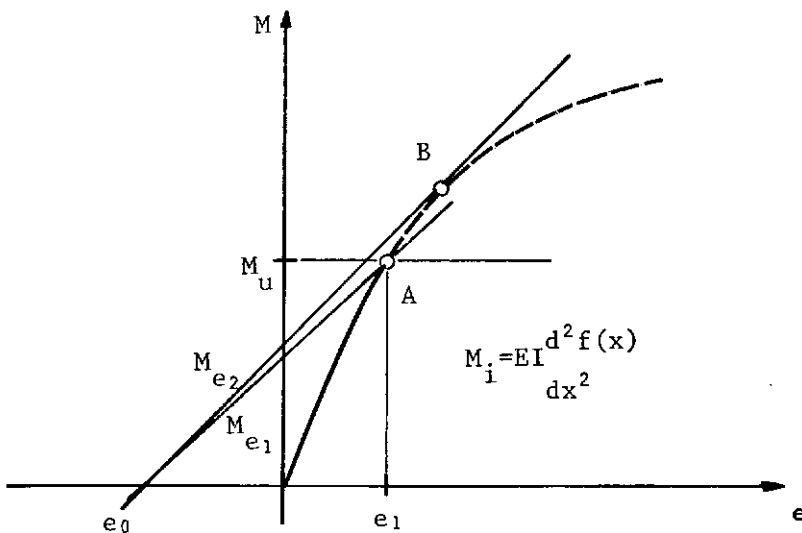


FIGURA 8.3 - Diagrama Carga-Flecha de uma Peça não Esbelta.

A peça é chamada de curta - dispensando a verificação à flambagem, quando o coeficiente de esbeltez λ , traduzido pela relação entre o comprimento de flambagem ℓ_e e o raio de giração i da seção, é inferior ou igual a 35. O valor de ℓ_e para o caso das estruturas correntes de edifício é admitido igual ao comprimento do pilar.

Quando no entanto $\lambda > 35$ (coluna esbelta) a verificação à flambagem faz-se necessária, sendo que os processos de verificação existentes atualmente, obrigam a uma limitação do coeficiente de esbeltez, sendo 140 o limite preconizado pelo CEB.

Sendo o concreto um material de comportamento não linear, utiliza-se de processos numéricos, quando da determinação da configuração deformada da peça. Estes processos conduzem a resultados plenamente de acordo com a experimentação prática^{9, 22, 23}.

Porém, neste trabalho, tendo em vista que os pilares de edifícios não requerem um grau de refinamento muito grande em seu dimensionamento, optou-se pelo método aproximado, preconizado pelo CEB⁷, para a avaliação dos efeitos da flambagem.

Este método consiste na determinação do momento

complementar

$$M_{2d} = N_d \cdot e_2 \quad (8.7)$$

que, somado ao momento solicitante da peça, provoca, a partir deste valor, a instabilidade do equilíbrio.

Fundamentado na expressão da carga crítica de Euler^{4,24}, chega-se que o valor da flecha no meio do vão é

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{\ell_e^2}{10}$$

A expressão da curvatura $1/r$, será:

quando $N_d \leq 0,5 N_{cu}$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{0,003 + \epsilon_{sd}}{h} - \frac{\ell_e}{50000 h^2}$$

e

$$\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{N_{cu}}{2N_d}$$

se $N_d > 0,5 N_{cu}$, onde

$$\epsilon_{sd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

e

$$N_{cu} = 1,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

sendo h a altura da peça, de acordo com o plano de flambagem do pilar (Figura 8.4) e A_c a área da seção de concreto.

Os valores de f_{cd} e f_{yd} são calculados aplicando-se aos coeficientes γ_s e γ_c (vide item 5.2), o coeficiente de comportamento $\gamma_n = 1,2$.

A determinação da armadura das peças esbeltas, se rã feita, não mais para as solicitações apresentadas em (8.3), mas, sim para (Figura 8.4a)

$$N_d \tag{8.3a}$$

$$M_d = N_d \cdot (e_0 + e_2)$$

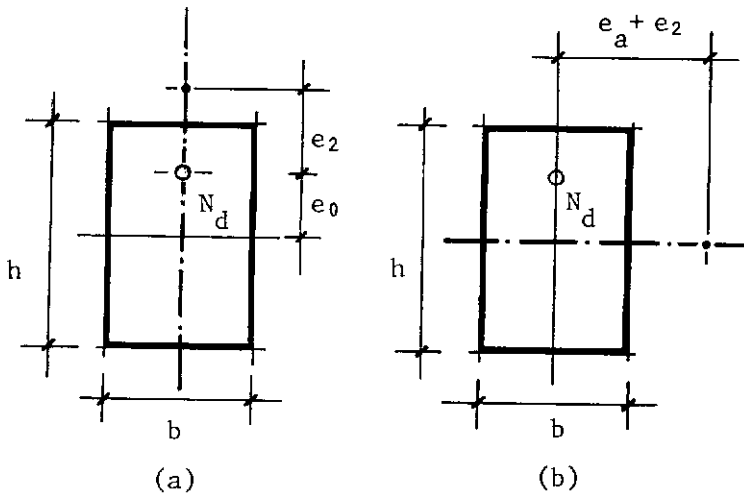


FIGURA 8.4 - Planos de Flambagem Possíveis.

A ferragem assim determinada deve ser ainda comprovada para as solicitações (Figura 8.4b)

$$N_d \quad (8.3b)$$

$$M_d = N_d \cdot (e_a + e_2)$$

8.3 DIMENSIONAMENTO NA FLEXÃO RETA

A peça deve ser capaz de resistir as solicitações apresentadas em (8.3), se $\lambda < 35$, ou se for esbelta, aos valores de (8.3a) ou (8.3b).

Para o caso de peças comprimidas, é recomendável que a armadura seja disposta de maneira uniforme ao longo das faces.

Aqui, procurou-se distribuir a armadura de forma que a percentagem atribuída às faces opostas sejam iguais. Este valor será

$$p_h = \frac{h}{2(h+b)}, \text{ percentagem ao longo da altura}$$

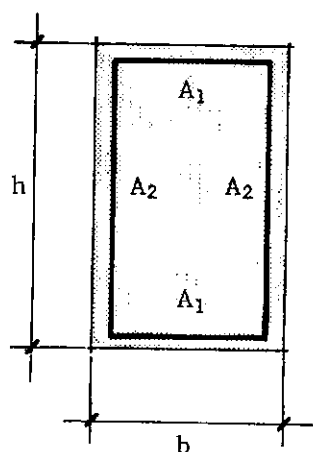
e

$$p_b = \frac{b}{2(h+b)}, \text{ percentagem ao longo da base}$$

de acordo com a representação da Figura 8.5.

O dimensionamento far-se-á com o auxílio do chamado diagrama de interação da seção (Figura 8.6), lugar geométrico dos pares de solicitação (N_u , M_u), a que uma seção de armadura conhecida resiste.

Estes pares de solicitação são determinados, fazendo-se a peça percorrer todos os estados de deformação apresentados na Figura 5.1.



$$A_1 = p_b A_s$$

$$A_2 = p_h A_s$$

$$A_s = 2(A_1 + A_2)$$

FIGURA 8.5 - Percentagem de Armadura ao Longo das Faces.

Em cada um destes estados, determina-se o valor do esforço normal e do momento fletor, que equilibram a peça, obtendo-se um ponto do diagrama. Ao final do domínio 5, ter-se-ã determinado todo um lado da curva de interação da seção. O outro lado lhe será simétrico, pois trata-se de peças de seção retangular, onde o seu centro de gravidade coincide com o baricentro da armadura.

As equações de equilíbrio da seção, nos diversos estados de deformação serão:

$$N_u = N_c + N_s$$

$$M_u = N_c \cdot y_c + M_s$$

(8.8)

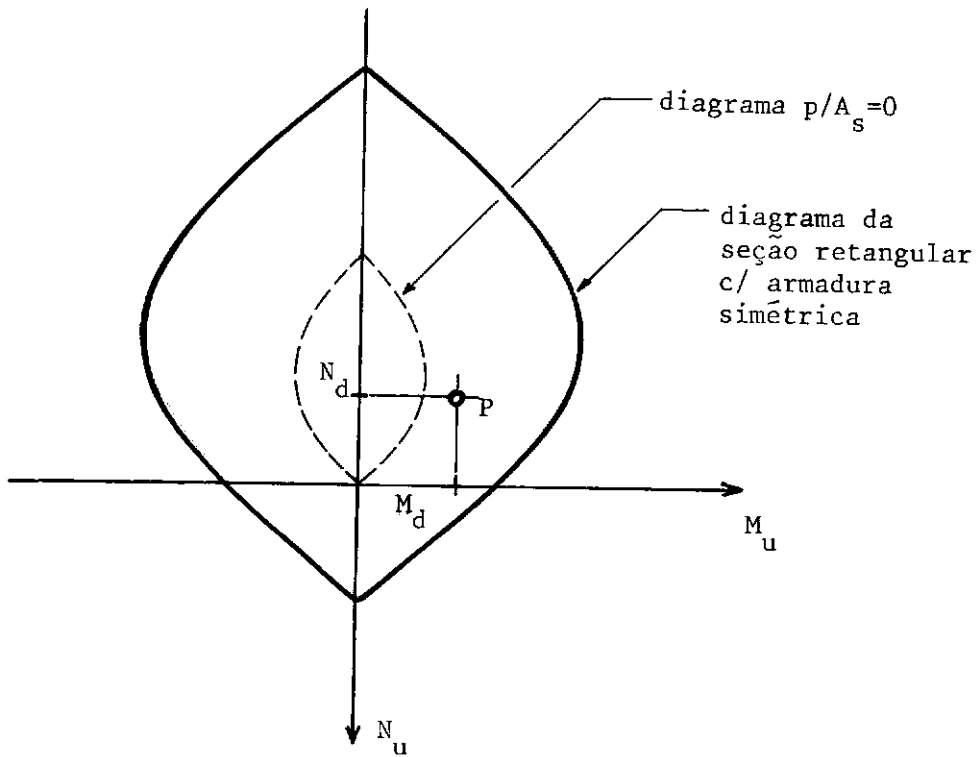


FIGURA 8.6 - Diagrama de Interação de Uma Seção.

Na primeira parte das equações (8.8), relativamente ao concreto, N_c representa a resultante das tensões desenvolvidas no concreto e y_c a distância do ponto de aplicação desta resultante ao centro de gravidade da seção. Tanto N_c como y_c , são determinados a partir do diagrama de deformação da seção, e os seus valores são dados a seguir:

i) no domínio 1 (Vide Figura 5.1):

$$N_c = 0$$

(8.9)

ii) quando $0 \geq \epsilon_{c_1} \geq -0,002$ (Figura 8.7a):

$$N_c = -0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (3+r) \cdot \frac{r}{3} \quad (8.10)$$

onde

$$x = \frac{\epsilon_{c_1}}{\epsilon_{c_1} - \epsilon_{c_2}} \cdot h \quad (8.11)$$

e

$$r = -\frac{\epsilon_{c_1}}{0,002} \quad (8.12)$$

com

$$\epsilon_{c_2} = \frac{0,01h - \epsilon_{c_1} \cdot \Delta h}{d} \quad (8.13)$$

O valor de y_c , será neste caso:

$$y_c = \frac{h}{2} - z \quad (8.14)$$

para

$$z = \frac{4-r}{3-r} \cdot \frac{x}{4} \quad (8.15)$$

iii) quando $-0,002 \geq \epsilon_{c_1} \geq -0,0035$ (Figura 8.7b):

$$N_c = - 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (3r-1)/3r \quad (8.16)$$

$$e \quad y_c = \frac{h}{2} - z, \quad \text{para}$$

$$z = \frac{x}{r} \cdot \frac{6(r-1)^2 + 8(r-1) + 3}{4(3r-1)} \quad (8.17)$$

O significado de x e r nas expressões (8.16) e (8.17), bem como o valor de ϵ_{c_2} , é o mesmo de (8.11), (8.12) e (8.13), respectivamente.

iv) domínios 3, 4 e 4a:

$$N_c = - 0,688095 \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b \cdot x \quad (8.18)$$

Neste caso o valor do braço de alavanca será:

$$y_c = \frac{h}{2} - z$$

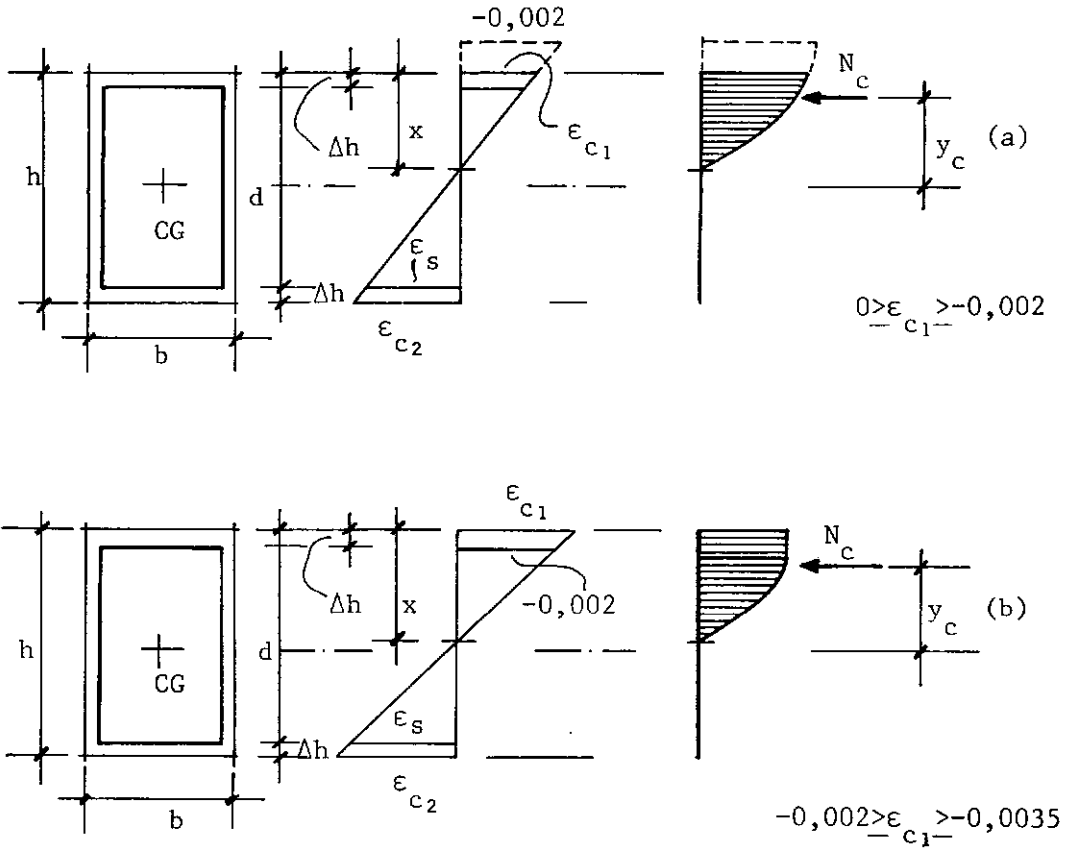


FIGURA 8.7 - Deformações da Seção no Domínio 2.

com

$$z = 0,4159661 \cdot x. \quad (8.19)$$

Tanto em (8.18) como (8.19), o valor de x , será da do por:

$$x = \frac{0,0035}{0,0035 + \epsilon_{c_2}} \cdot h \quad (8.20)$$

para

$$\epsilon_{c_2} = \frac{\epsilon_s \cdot h + 0,0035 \cdot \Delta h}{d} \quad (8.21)$$

v) domínio 5:

Conforme CEB¹⁸, tem-se:

$$N_c = - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b \cdot \alpha_1 \quad (8.22)$$

$$e \quad y_c = \frac{h}{2} - z, \text{ para}$$

$$z = \frac{3}{7} \cdot \frac{24,5 - 8\psi^2}{21 - 4\psi^2} h \quad (8.23)$$

onde:

$$\psi = \frac{4h/7}{x - 3h/7} \quad (8.24)$$

$$\alpha_1 = 1 - \frac{4}{21} \cdot \psi^2. \quad (8.25)$$

O valor de x é o mesmo atribuído em (8.11), para:

$$\epsilon_{c_1} = -0,0035 - 0,75 \cdot \epsilon_{c_2} \quad (8.26)$$

A contribuição do aço às equações (8.8), pode ser dividida em duas parcelas, uma relativa a armadura A_1 e a outra a A_2 (Figura 8.5).

Os esforços absorvidos por A_1 serão (Figura 8.8):

$$N_{s_1} = A_1 \cdot (\sigma'_{s_1} + \sigma''_{s_1}) \quad (8.27)$$

$$M_{s_1} = A_1 \cdot y_{s_1} \cdot (\sigma'_{s_1} - \sigma''_{s_1})$$

onde σ'_{s_1} e σ''_{s_1} são as tensões, devidas respectivamente às

deformações ϵ'_{s_1} e ϵ''_{s_1} , de acordo com os diagramas das Figuras 5.3 e 5.4, conforme o tipo de aço empregado e y_{s_1} o braço de alavanca igual a:

$$y_{s_1} = \frac{h}{2} - \Delta h. \quad (8.28)$$

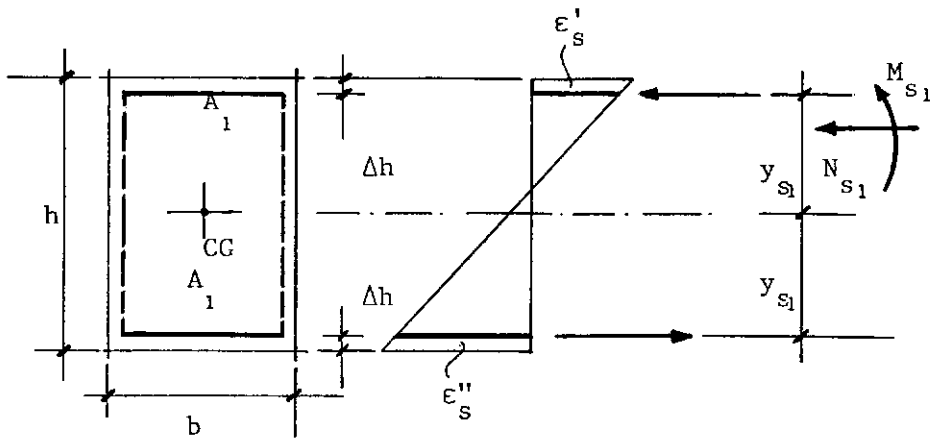


FIGURA 8.8 - Esforços Absorvidos por A_1 .

A contribuição de A_2 é dada por:

$$N_{s_2} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n \cdot \sigma_i \cdot \Delta A_i$$

e

$$M_{s_2} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n \cdot \sigma_i \cdot y_i \cdot \Delta A_i$$

(8.29)

quando da discretização desta armadura em n trechos (Figura 8.9).

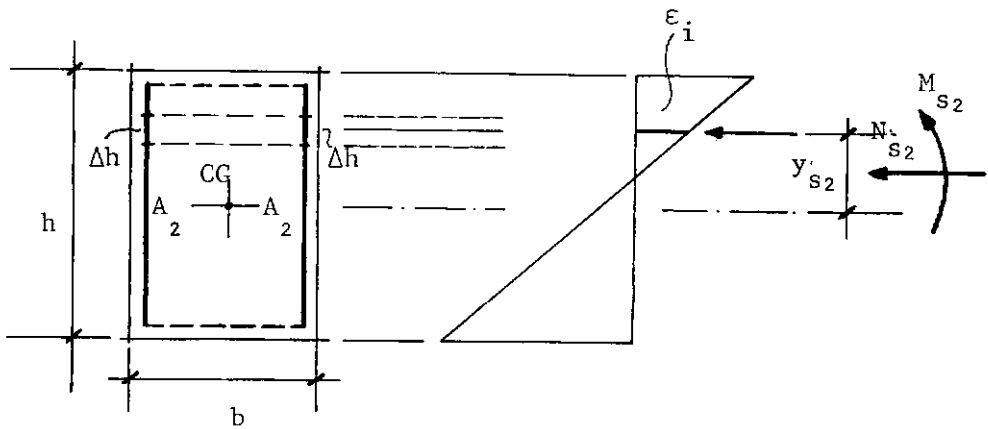


FIGURA 8.9 - Esforços Absorvidos por A_2 .

Aqui optou-se pela divisão de A_2 em sete trechos¹⁵, sendo portanto:

$$\Delta A_i = \frac{p_h}{7} A_s \quad (8.30)$$

e a distância do trecho ao centro de gravidade da seção igual a:

$$y_i = k_i (h - 2 \cdot \Delta h) \quad (8.31)$$

onde k_i , para cada trecho, é assumido o valor constante na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 - Valores de k_i .

i	1	2	3	4	5	6	7
k_i	0,4419	0,2648	0,1620	0,0000	-0,1620	-0,2648	-0,4419

A tensão σ_i será aquela correspondente ao valor da deformação ϵ_i , recorrendo-se aos diagramas representados nas Figuras 5.3 e 5.4, conforme o tipo de aço empregado.

Os valores de (8.27) e (8.29) somados, serão as parcelas de N_s e M_s atribuídas a A_s , na absorção dos esforços N_u e M_u .

Porém para que a peça esteja em equilíbrio, é necessário que o ponto P (Figura 8.6) de coordenadas M_d e N_d , seja interior a área do diagrama de interação relativo a A_s . A armadura necessária será precisamente aquela cuja curva de interação contenha este ponto. Isto é obtido por ajustes sucessivos nas parcelas referentes a N_s e M_s das expressões (8.8).

O valor da armadura deve situar-se, no entanto, entre

$$0,8\% A_{cnec} < A_s < 6\% A_c \quad (8.32)$$

segundo a ABNT ^{1,2}, para $A_{cnec} = 1,2 \cdot N_d / 0,85 \cdot f_{cd}$.

O valor de A_s , quando $\lambda > 70$, não deve ser também inferior a

$$\frac{1}{5} A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

sendo A_c a área da seção de concreto.

8.4 FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

Uma peça pode estar submetida a um estado de flexão composta oblíqua, pela atuação simultanea de uma força normal (N_d), aplicada ao ponto nodal correspondente ao pilar (origem do sistema x_p, y_p), e dois momentos ortogonais (M_{xd}, M_{yd}).

O efeito é o mesmo se a aplicação de N_d se der a valores

$$e_x = \frac{M_{yd}}{N_d}$$

e (8.33)

$$e_y = \frac{-M_{xd}}{N_d}$$

dos eixos x_p y_p (Figura 8.10).

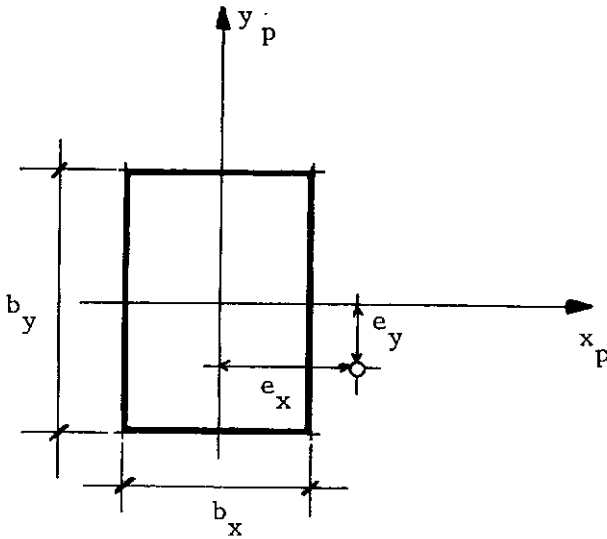


FIGURA 8.10 - Excentricidades da Carga Normal.

Se, no entanto, quaisquer dos valores e_x e e_y , forem inferiores a e_a , dada por (8.2), a peça será tratada como sujeita a uma flexão composta reta.

Enquanto na flexão reta, a direção da linha neutra é sempre conhecida "a priori", na flexão oblíqua esta linha é sempre inclinada em relação aos eixos principais da seção, não se sabendo qual seja a sua direção.

O problema consiste pois na determinação do plano de flexão da peça.

A abordagem deste problema pode ser feita, de maneira bastante precisa, através da utilização do diagrama de interação da seção, representado desta feita, por uma superfície, lugar geométrico dos esforços N_u , M_{xu} e M_{yu} , que equilibram uma seção de disposição e taxa de armadura conhecidas (Figura 8.11).

As equações que definem a superfície de interação serão:

$$N_u = \sum_{i=1}^m \sigma_c \cdot (\epsilon_{ci}) \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_s \cdot (\epsilon_{sj}) \cdot \Delta A_{sj}$$

$$M_{xu} = \sum_{i=1}^m \sigma_c \cdot (\epsilon_{ci}) \cdot y_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_s \cdot (\epsilon_{sj}) \cdot y_j \cdot \Delta A_{sj}$$

(8.34)

$$M_{yu} = \sum_{i=1}^m \sigma_c \cdot (\epsilon_{ci}) \cdot x_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_s \cdot (\epsilon_{sj}) \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj}$$

A determinação destes valores é conseguida, discretizando-se a seção da peça em pequenos retângulos e partindo-se de uma armadura, dividida em trechos, e de uma posição de linha neutra (Figura 8.12). Percorrendo-se todos os domínios de deformação da seção (Vide Figura 5.1), determina-se uma curva reversa contida na superfície de interação.

Através de convenientes mudanças na inclinação da linha neutra, define-se toda a superfície.

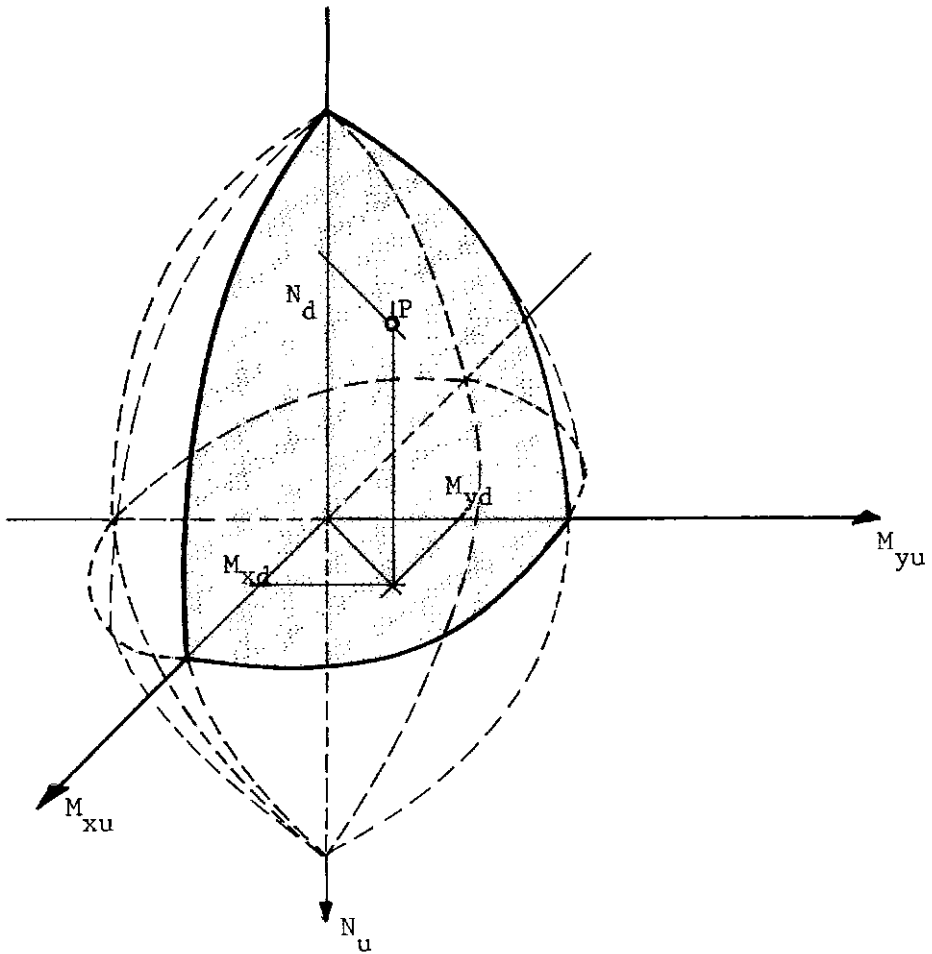


FIGURA 8.11 - Superfície de Interação.

Se o ponto \underline{P} (N_d , M_{xd} , M_{yd}), estiver contido nesta superfície, a taxa de armadura arbitrada é a necessária para assegurar o equilíbrio da peça, caso contrário procura-se variar a taxa de armadura, até que se disponha de uma superfície que contenha o ponto \underline{P} ¹².

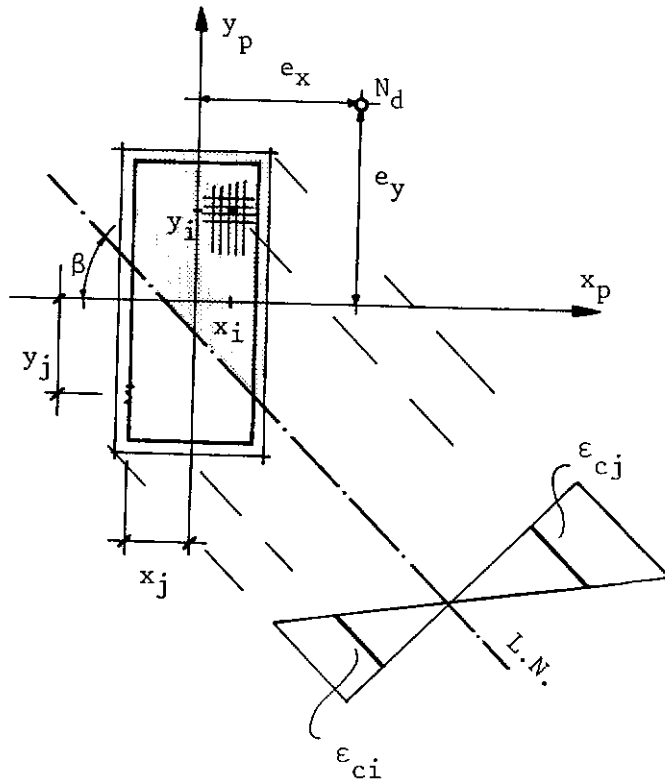


FIGURA 8.12 - Seção Submetida à Flexão Oblíqua.

O que se nota porém, ser este um processo que envolve um número considerável de operações, daí preferir-se a utilização de um método aproximado, quando um grande refinamento na solução do problema não se faz necessário, o que é o caso deste trabalho.

Diversos métodos aproximados para o dimensionamen

to a flexão oblíqua de peças em concreto armado, já foram propostos, e quase todos resumem-se na redução desta flexão a duas flexões retas equivalentes^{16,26}.

Um destes métodos, baseia-se no fato que a armadura necessária ao equilíbrio de uma peça a flexão composta oblíqua, é sempre inferior a soma das armaduras obtidas quando da transformação desta flexão em duas flexões compostas retas, ambas com carga normal N_d , aplicadas aos pontos 1 e 2, respectivamente, interseções de uma reta qualquer que contenha o ponto A (e_x , e_y), com os eixos de simetria da seção¹⁶ (Figura 8.13).

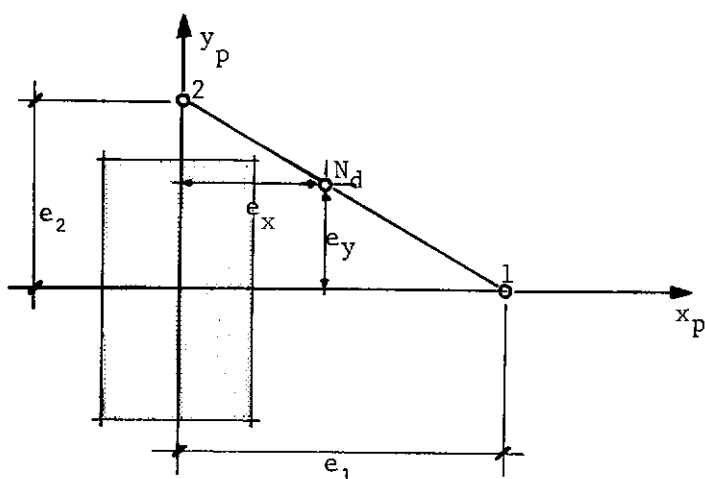


FIGURA 8.13 - Flexão Oblíqua Reduzida a Duas Flexões Retas.

O método da decomposição, proposto pelo CEB²⁰ e aqui utilizado, pode-se considerar um aperfeiçoamento do processo anterior. A flexão oblíqua é também reduzida a duas flexões retas, porém com cargas normais N_1 e N_2 tais que

$$N_d = N_1 + N_2 \quad (8.35)$$

aplicadas aos pontos 1 e 2, respectivamente (Figura 8.13).

A seção deve ser dimensionada para os esforços

$$N_1 = M_{yd} / e_1 \quad (8.36)$$

$$M_{yd}$$

em uma direção, e repetido na outra para

$$N_2 = M_{xd} / e_2 \quad (8.37)$$

$$M_{xd}$$

Em cada um dos dimensionamentos reduz-se a resistência a compressão do concreto em:

$$f_{c_1} = \frac{N_1}{N_d} f_{cd}$$

e

(8.38)

$$f_{c_2} = \frac{N_2}{N_d} f_{cd}$$

respectivamente, considerando-se em cada caso apenas a armadura distribuída nas faces mais e menos comprimidas da seção.

A armadura necessária será a soma das armaduras de terminadas em cada caso.

Como a inclinação da reta que passa no ponto A (Figura 8.13) é arbitrária, pode-se tomar para o ângulo β o valor de:

$$\tan \beta = \frac{e_y}{e_x} \quad (8.39)$$

Os valores das excentricidades nos pontos 1 e 2, serão respectivamente:

$$e_1 = 2 e_x \quad (8.40)$$

$$e_2 = 2 e_y$$

Com auxílio de (8.33), (8.36) e (8.40), chega-se a

$$N_1 = N_2 = \frac{N_d}{2} . \quad (8.41)$$

8.5 FLAMBAGEM NA FLEXÃO OBLÍQUA

O conceito de peça curta e peça esbelta, na flexão oblíqua, é também dado através do índice de esbeltez (λ), permanecendo válidos ainda os limites atribuídos na flexão reta.

Uma avaliação apurada dos efeitos da flambagem, no entanto, é complexa, preferindo-se aqui a utilização do método aproximado preconizado pelo CEB⁷.

Este método reduz a flexão oblíqua, em uma flexão reta, dimensionando-se a peça para os esforços:

$$N_d \quad (8.42)$$

$$M_d = N_d \cdot e_{tot}$$

O valor da excentricidade \bar{e} é dado por

$$e_{tot} = \alpha h + e_a + e_2 \quad (8.43)$$

com

$$\alpha = \sqrt{\left(\frac{e_h}{h}\right)^2 + \left(\frac{e_b}{b}\right)^2} \quad (8.44)$$

e onde e_a e e_2 , têm os significados atribuídos em (8.2) e (8.8), respectivamente, e suposta ser a condição mais desfavorável, quando o plano de flambagem \bar{e} paralelo a h (Figura 8.14). Neste caso:

$$e_h = e_y$$

$$e_b = e_x \quad (8.45)$$

$$h = b_y$$

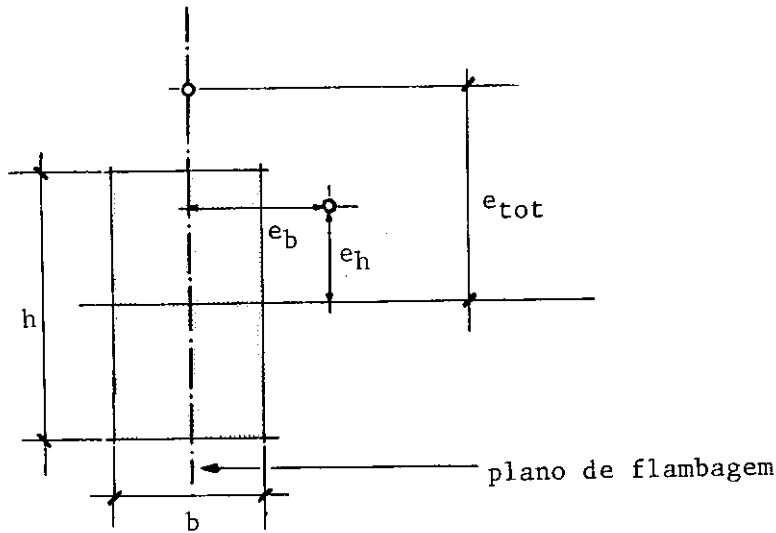


FIGURA 8.14 - Método Aproximado do CEB.

8.6 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO OBLÍQUA

A flexão composta oblíqua, quando reduzida a um ou dois problemas de flexões compostas retas, permite que se utilize para o dimensionamento da armadura, a formulação apresentada no item 8.3.

Para o caso de $\lambda < 35$ os esforços solicitantes são os dados por (8.36) e (8.37), lembrando-se ainda que o valor da resistência do concreto à compressão é reduzido conforme (8.38).

Para o caso das peças esbeltas ($35 \leq \lambda < 140$), os esforços utilizados no dimensionamento serão aqueles apresentados em (8.42), ressaltando-se que a armadura assim determinada deve ser verificada na outra direção principal.

Tanto em um caso como no outro, aplica-se aos valores de f_{cd} e f_{yd} um coeficiente de minoração $\gamma_n = 1,2$.

CAPÍTULO IX

PROGRAMA AUTOMÁTICO

9.1 APRESENTAÇÃO

Utilizando a formulação apresentada nos Capítulos I a VIII, desenvolveu-se um programa automático de dimensionamento de estruturas de edifício em concreto armado.

O programa DESEC (Dimensionamento de Estruturas de Edifício em Concreto Armado), foi elaborado em FORTRAN-IV, e para o seu desenvolvimento utilizou-se o sistema Burroughs 6700, sendo porém adaptável a qualquer equipamento de porte médio, que disponha de compilador FORTRAN.

Na confecção deste programa, levou-se em conta,

por um lado, a necessidade de se minimizar o trabalho de codificação de dados e, por outro, o tempo de utilização de CPU, a fim de que os custos de utilização se situasse em níveis compatíveis com os processos de cálculo usualmente adotados nos escritórios de engenharia.

9.2 SUBROTINAS DO PROGRAMA DESEC

- ACO Calcula as tensões na armadura a partir das deformações nas fibras do concreto.
 Chamada por: DECAL, DEFOR, DIMEN, DIMEV.
 Não chama nenhuma subrotina.
- CARGA Lê as características do carregamento sobre as vigas, formando o vetor de carregamento.
 Chamada por: programa principal.
 Chama: DLAJE, ERRO.
- CESMA Calcula os esforços máximos atuantes e resistentes em uma viga.
 Chamada por: HIPAP
 Não chama subrotina.

- CFLAO** Determina os esforços de cálculo dos pilares sujeitos a flexão composta oblíqua com flambagem.
Chamada por: COLUN.
Chama: DEFOR, DIMEP.
- COLUN** Determina o tipo de flexão a que um pilar está submetido, bem como as percentagens de armaduras em cada face e índice de esbeltez.
Chamada por: programa principal.
Chama: CFLAO, FLRET, SFLAO.
- DECAL** Calcula o valor da decalagem do diagrama de momentos fletores de uma barra (viga).
Chamada por: HIPAP.
Chama: ACO, ERRO, TABLA.
- DECBL** Decompõe a matriz de rigidez em matrizes triangulares (método de Cholesky), armazenando a semi-banda superior de uma destas matrizes em forma de vetor, particionando-a em blocos se necessário.
Chamada por: RIGLB.
Chama: ERRO.

- DEFOR Determina as deformações no aço e concreto para as peças sujeitas à flexão composta.
Chamada por: CFLAO, FLRET, SFLAO.
Chama: ACO.
- DIMEN Calcula as armaduras das lajes.
Chamada por: DLAJE.
Chama: ACO, TABLA.
- DIMEP Determina a armadura pelo diagrama de interação da seção.
Chamada por: CFLAO, FLRET, SFLAO.
Chama: nenhuma.
- DIMEV Determina as armaduras a cortante, fletor e torsor, em uma barra, a décimos do vão e no ponto de momento fletor máximo.
Chamada por: HIPAP.
Chama: ACO, TABLA.
- DISP Analisa os tipos de bordos de uma laje.
Chamada por: DLAJE.
Não chama nenhuma subrotina.

- DLAJE** Chama diversas subrotinas para o cálculo dos momentos e dimensionamento das lajes.
Chamada por: CARGA.
Chama: DIMEN, DISP, ESCHA, JNS, LAJE, LAJEX, LER, LLAJC, LODAT.
- ERRO** Imprime mensagens relativas a erros devidos a dados impropriamente fornecidos.
Chamada por: CARGA, DECAL, DECBL, GEOMB, GEOME, GEOMP, LAJE, LLAJC, PARAM.
- ESCHA** Compara os momentos nos engastes de duas lajes adjacentes.
Chamada por: DLAJE.
Não chama nenhuma subrotina.
- EXCEN** Determina os coeficientes da matriz de rigidez de um elemento com ou sem excentricidades.
Chamada por: RIGLB, HIPAP.
Chama: RIGLC.
- FLRET** Determina os esforços de cálculo em peças sujeitas à flexão composta reta, com ou sem flambagem.
Chamada por: COLUN.
Chama: DEFOR, DIMEP.

- GEOMB Determina, a partir das características geométricas e topológicas das barras, seus co-senos diretores e comprimentos.
Chamada por: programa principal.
Chama: ERRO.
- GEOME Lê as características que definem a grelha representativa de um pavimento.
Chamada por: programa principal
Chama: ERRO.
- GEOMP Lê as características dos pilares e determina seus coeficientes elásticos.
Chamada por: programa principal.
Chama: ERRO.
- HIPAP Calcula os esforços nas extremidades das barras.
Chamada por: programa principal.
Chama: CESMA, DECAL, DIMEV, EXCEN.
- JNS Renumerar os momentos das lajes.
Chamada por: DLAJE.
Chama: nenhuma.

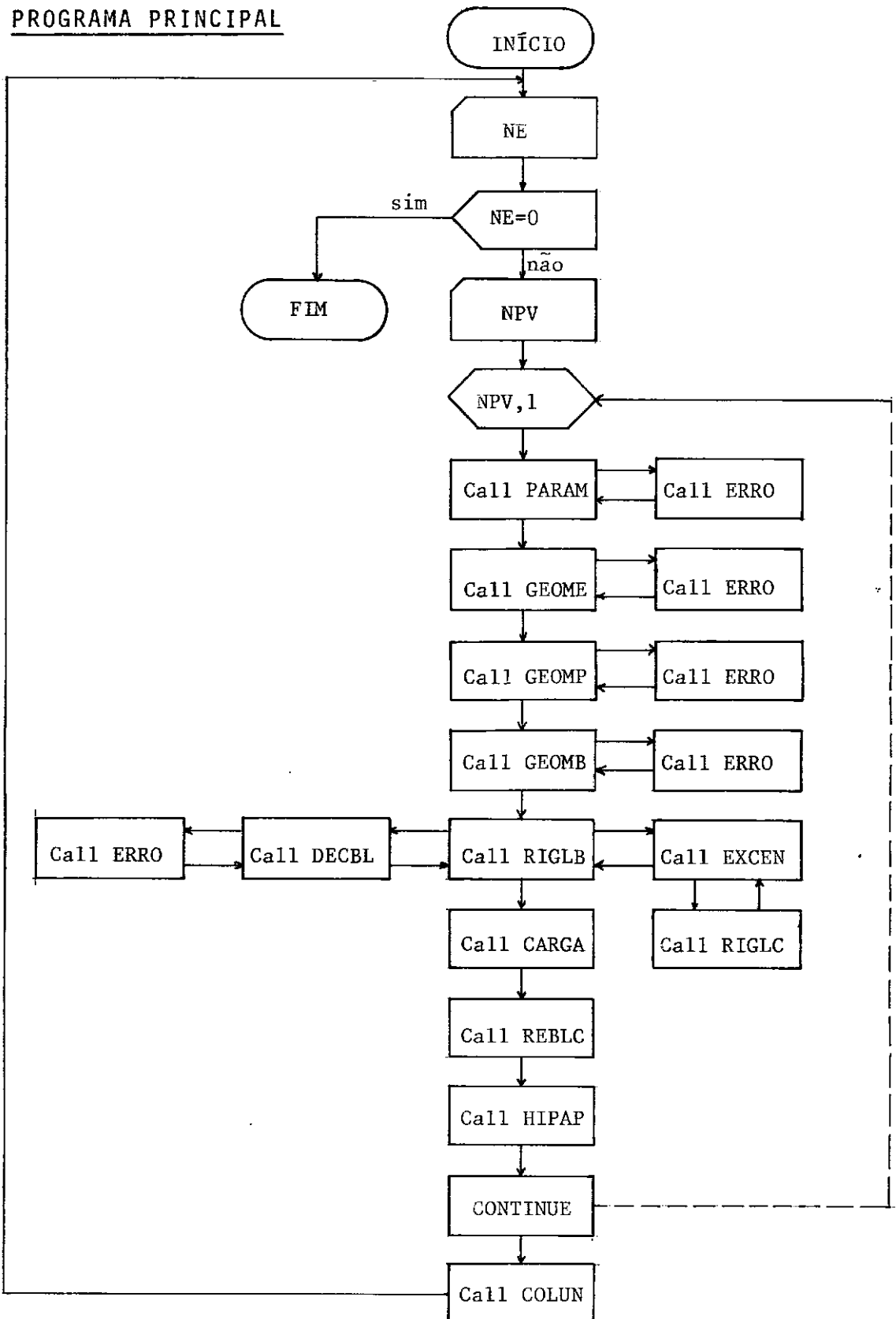
- LAJE** Calcula os momentos nas lajes armadas em cruz (processo de Marcus) e nas lajes armadas em uma direção.
- Chamada por: DLAJE.
- Chama: ERRO.
-
- LAJEX** Complementa a subrotina DISP.
- Chamada por: DLAJE.
- Não chama nenhuma subrotina.
-
- LER** Lê as características geométricas, topológicas e de carregamento das lajes, já previamente armazenadas em disco.
- Chamada por: DLAJE.
- Não chama nenhuma subrotina.
-
- LLAJC** Lê em cartões perfurados e armazena em disco, as características geométricas, topológicas e de carregamento das lajes.
- Chamada por: DLAJE.
- Chama: ERRO.
-
- LODAT** Determina as reações das lajes nas vigas.
- Chamada por: DLAJE.
- Não chama nenhuma subrotina.

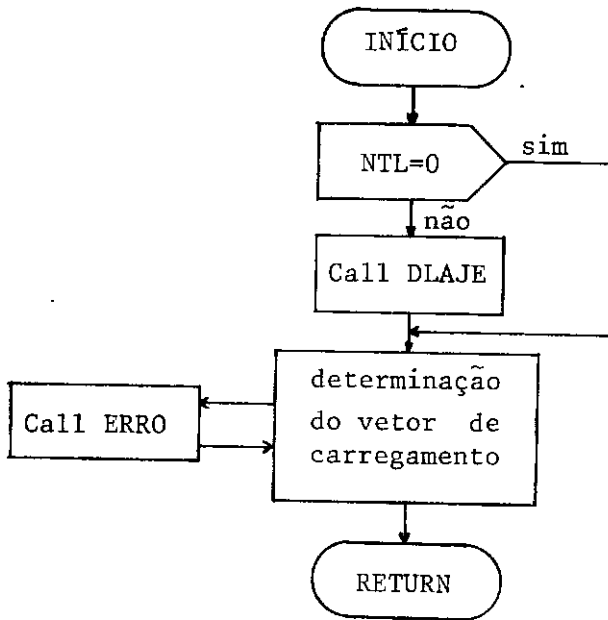
PARAM	<p>Lê as características dos materiais, bem como de<u>termina</u> os módulos de deformação longitudinal e transversal, e as quantidades mínimas de armadura.</p> <p>Chamada por: programa principal..</p> <p>Chama: ERRO.</p>
REBLC	<p>Determina os deslocamentos dos nós da estrutura.</p> <p>Chamada por: programa principal.</p> <p>Chama: nenhuma.</p>
RIGLB	<p>Monta a matriz de rigidez em forma de vetor unidimensional, particionando-a, se necessário, em blocos.</p> <p>Chamada por: programa principal.</p> <p>Chama: DECBL, EXCEN.</p>
SFLAO	<p>Determina os esforços de cálculo em peças sujeitas a flexão composta oblíqua, sem flambagem.</p> <p>Chamada por: COLUN.</p> <p>Chama: DEFOR, DIMEP.</p>
TABLA	<p>Calcula as tensões no concreto a partir de suas deformações, utilizando-se o diagrama parábola retângulo.</p> <p>Chamada por: DECAL, DIMEN, DIMEV.</p> <p>Não chama nenhuma subrotina.</p>

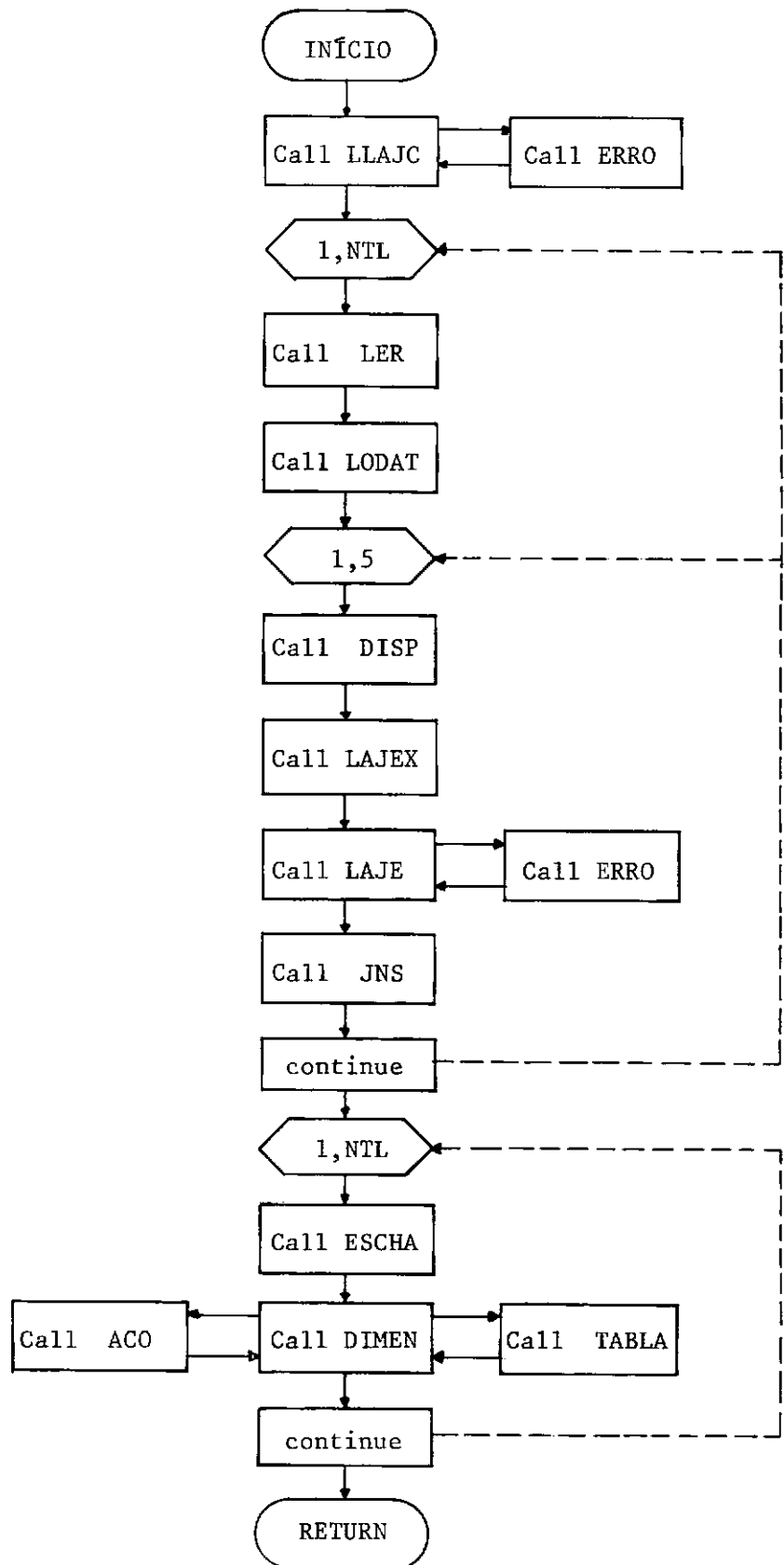
9.3 FLUXOGRAMA SIMPLIFICADO DO PROGRAMA DESEC

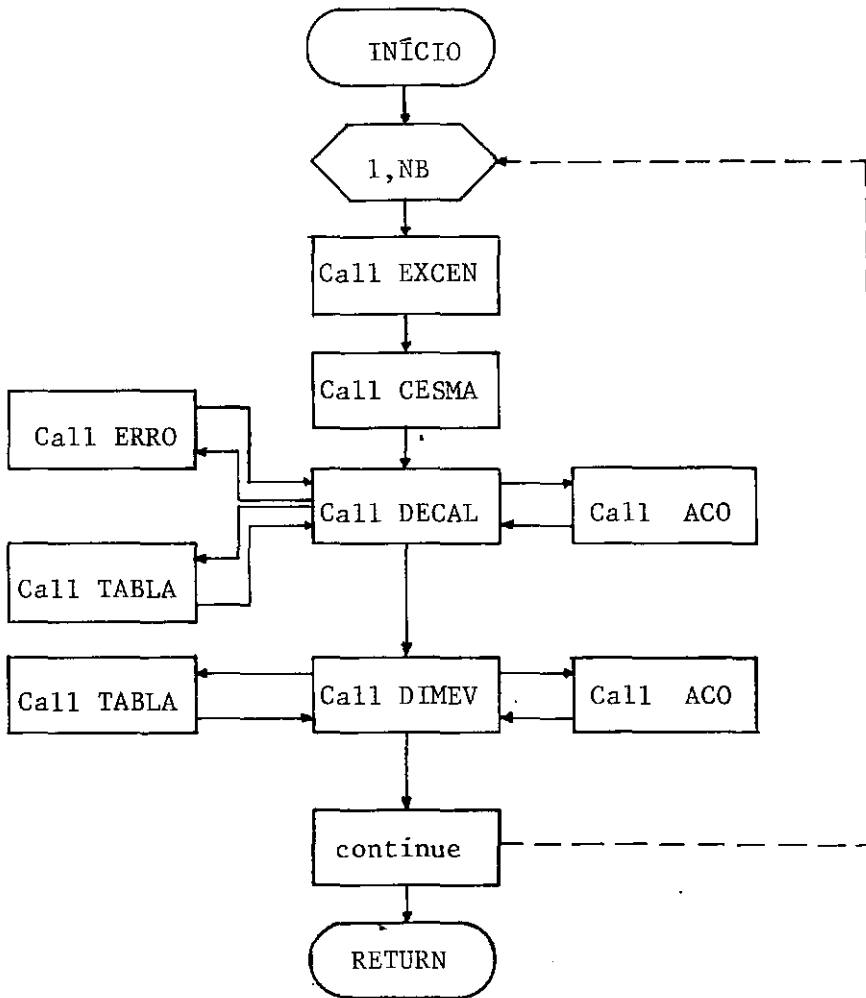
Significado das variáveis:

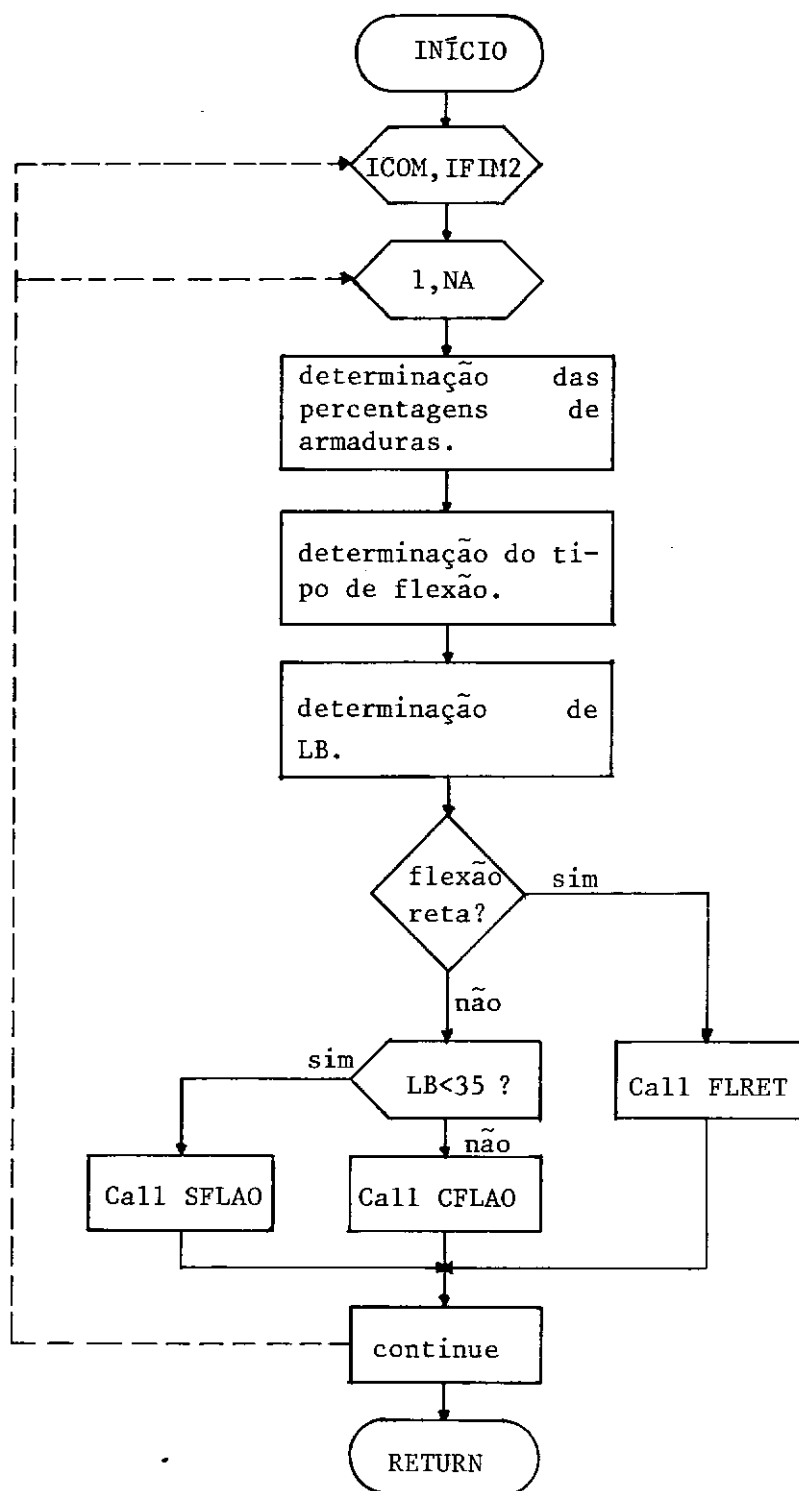
NE	número da estrutura.
NPV	número de pavimentos.
NTL	número de lajes.
ICOM	número do pavimento no qual a análise dos pilares iniciará.
IFIM2	número do pavimento no qual a análise dos pilares terminará.
NA	número de pilares.
LB	índice de esbeltez (λ).
ATOT	área de ferro necessária aos pilares.

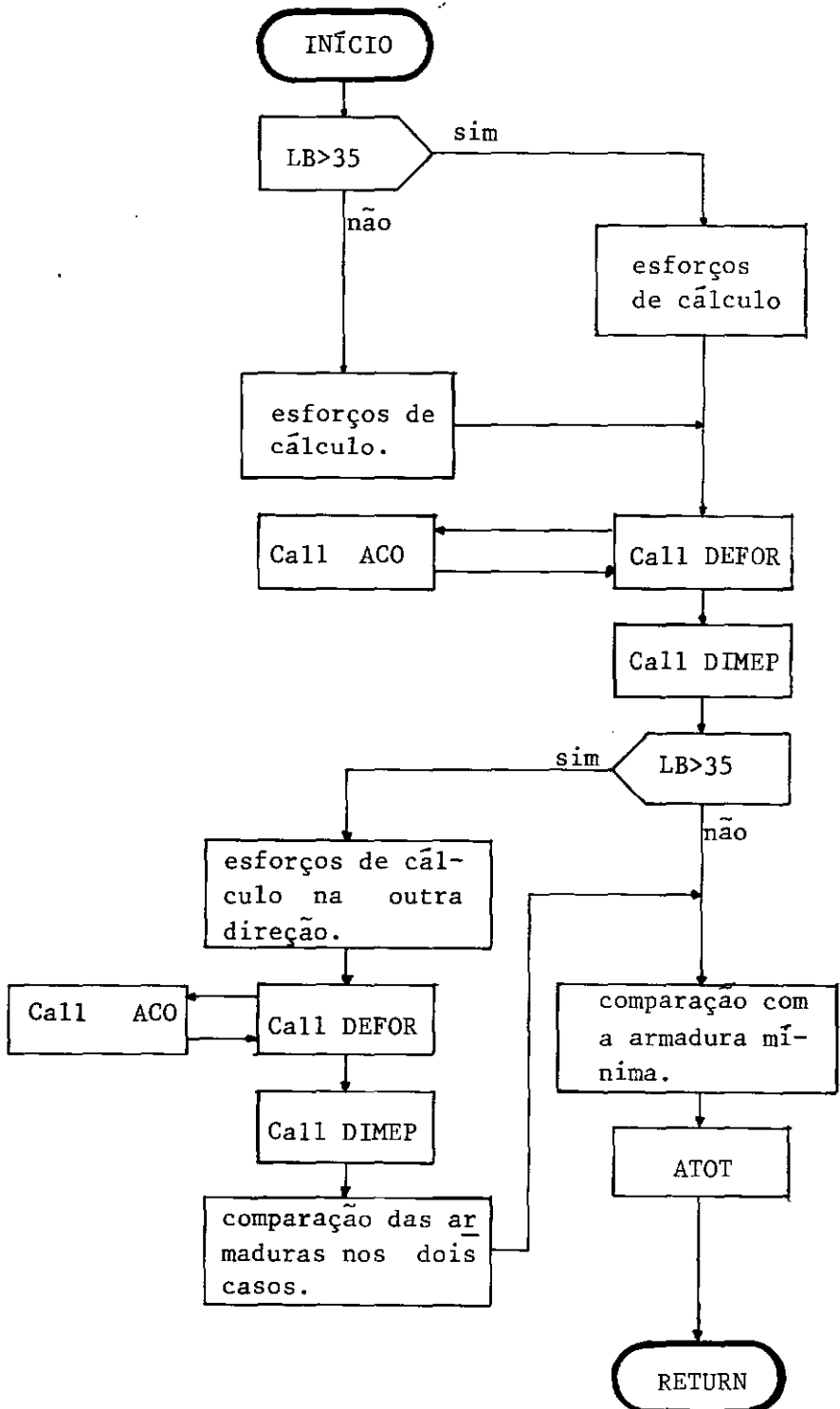
PROGRAMA PRINCIPAL

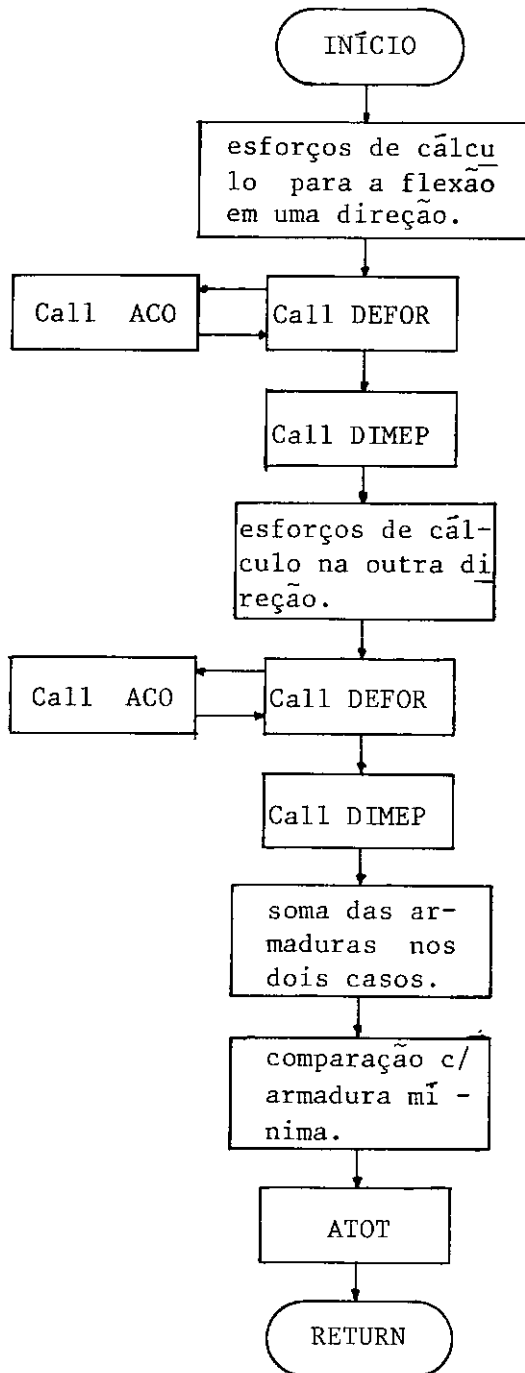
Subrotina CARGA

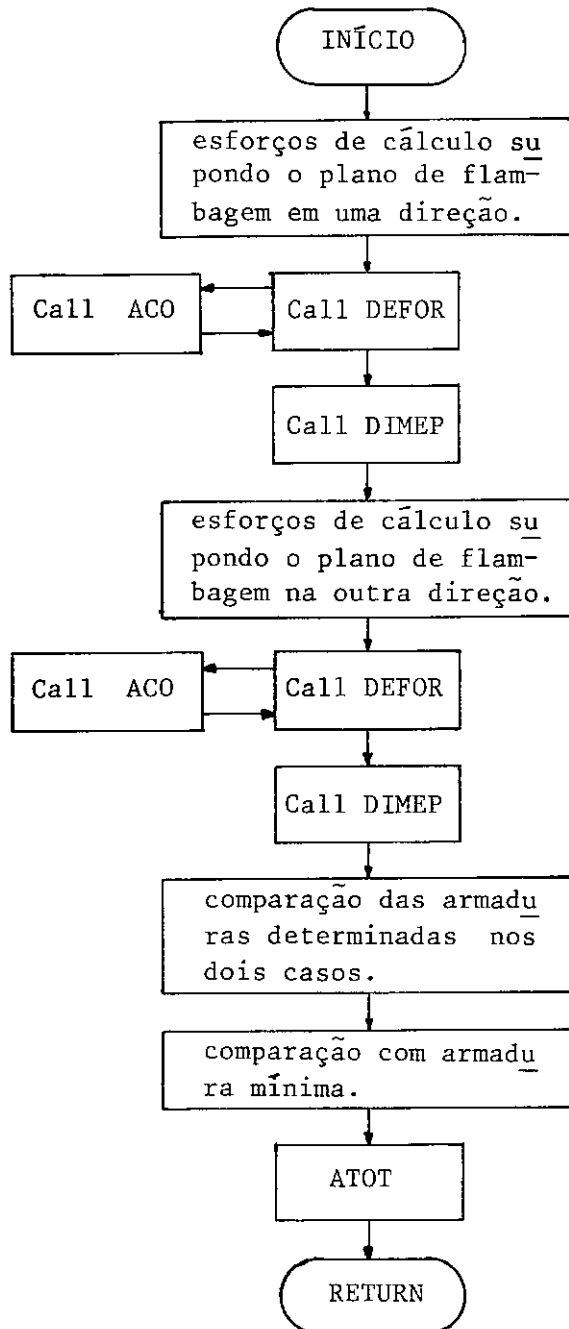
Subrotina DLAJE

Subrotina HIPAP

Subrotina COLUN

Subrotina FLPET

Subrotina SFLA0

Subrotina CFLA0

9.4 ESTRUTURA DOS DADOS DE ENTRADA

A massa de dados relativos a cada edifício, é inicializada pelas características comuns a todos os pavimentos: identificação da estrutura, número de pavimentos e índices de controle.

Seguem-se os dados que dizem respeito a cada pavimento, iniciando-se pelo andar mais superior, pois o cálculo proceder-se-á de cima para baixo.

Os dados de cada pavimento, foram divididos em grupos afins, quais sejam:

- a) relativos às características dos materiais (aço e concreto);
- b) relativos à topologia das grelhas e seus apoios;
- c) dados geométricos dos pilares;
- d) idem para as vigas;
- e) dados geométricos e de carregamento das lajes;
- f) dados das cargas sobre as vigas da estrutura.

Este procedimento, proporciona ao programa uma maior flexibili

dade na recepção dos dados relativos aos pavimentos do edifício, pois é frequente a repetição, de um pavimento para outro, de algumas características enumeradas acima, sendo portanto desnecessária a redefinição destas características comuns.

Particularmente aos itens c, d e e, apenas é suficiente que se apresentem os dados relativos ao pilar, viga ou laje, respectivamente, que sejam distintos do pavimento anterior, suprimindo-se a necessidade da redefinição de todo o conjunto. Os dados relativos a estes itens são finalizados por um cartão em branco.

Quando da análise de estruturas que possuam um ou dois eixos de simetria, ao usuário somente compete fornecer os dados relativos à parte assimétrica da estrutura, juntamente com índices que informem quais são as barras e os pontos nodais assentes nos eixos de simetria. O efeito da simetria será automaticamente considerado pelo sistema DESEC.

Os dados de cada pavimento são apresentados ao sistema segundo a ordem exposta nos itens a a f, e cada subgrupo é inicializado por uma palavra-chave. As palavras utilizadas são:

- | | | |
|-----------------------|---------------------|---------------------|
| a) <u>M</u> Ateriais; | b) <u>G</u> Relhas; | c) <u>P</u> Ilares; |
| d) <u>B</u> Arras; | e) <u>L</u> Ajes; | f) <u>C</u> Argas; |

finalizadas pela palavra FIm.

Estas palavras informam ao sistema a natureza dos dados que seguem. Se tais dados se referem à etapa vigente do processamento, serão lidos e em seguida armazenados em disco. Caso contrário, os dados relativos a esta etapa, serão os correspondentes do pavimento anterior e já previamente armazenados em memória auxiliar. Depreende-se daí a necessidade de informar por completo ao sistema, os dados relativos ao pavimento mais superior.

Caso haja um pavimento (ou mais de um) com características idênticas ao imediatamente anterior, evita-se a definição dos seus dados, já que a estrutura terá neste pavimento uma resposta análoga ao anterior. O sistema se furtará, portanto, ao cálculo do referido pavimento, acumulando apenas as cargas nos pilares.

Após o dimensionamento das lajes e vigas do edifício, proceder-se-á ao dimensionamento dos pilares, cujos esforços que os solicitam são as reações de apoio das grelhas, representativas dos pavimentos, acumulados ao longo da altura e considerando um coeficiente de redução, de acordo com as prescrições de norma ³.

A Figura 9.1 representa a sequencia dos dados refe

rentes a uma estrutura com n pavimentos.

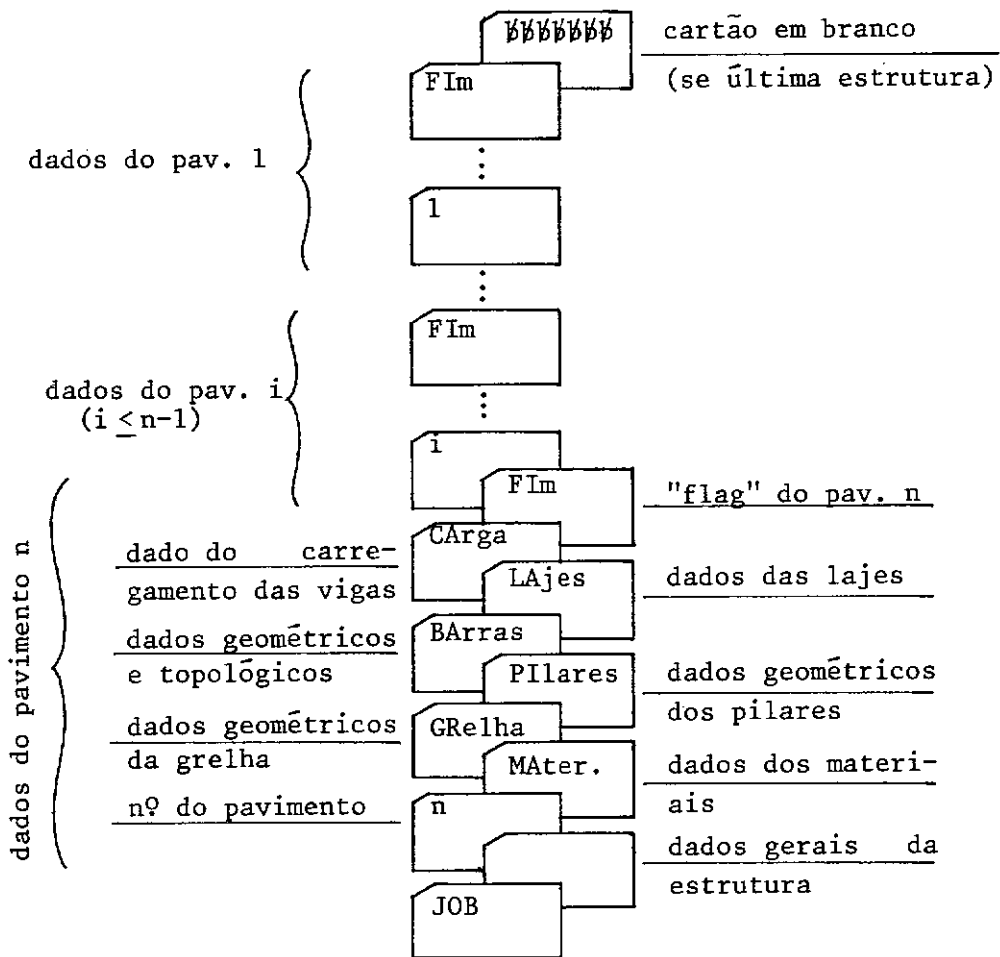
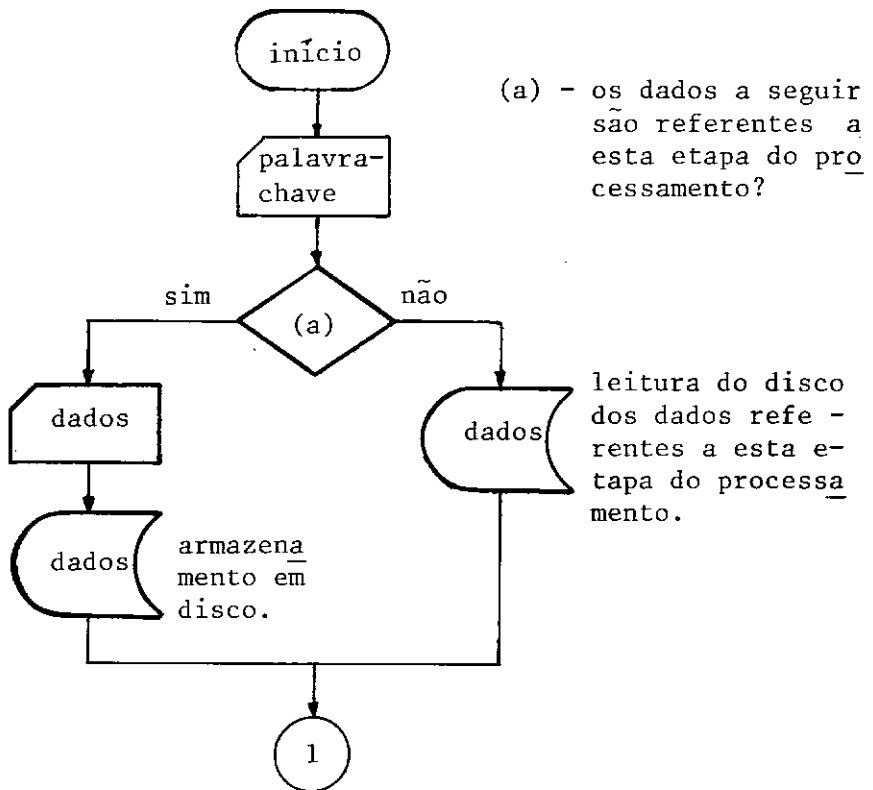
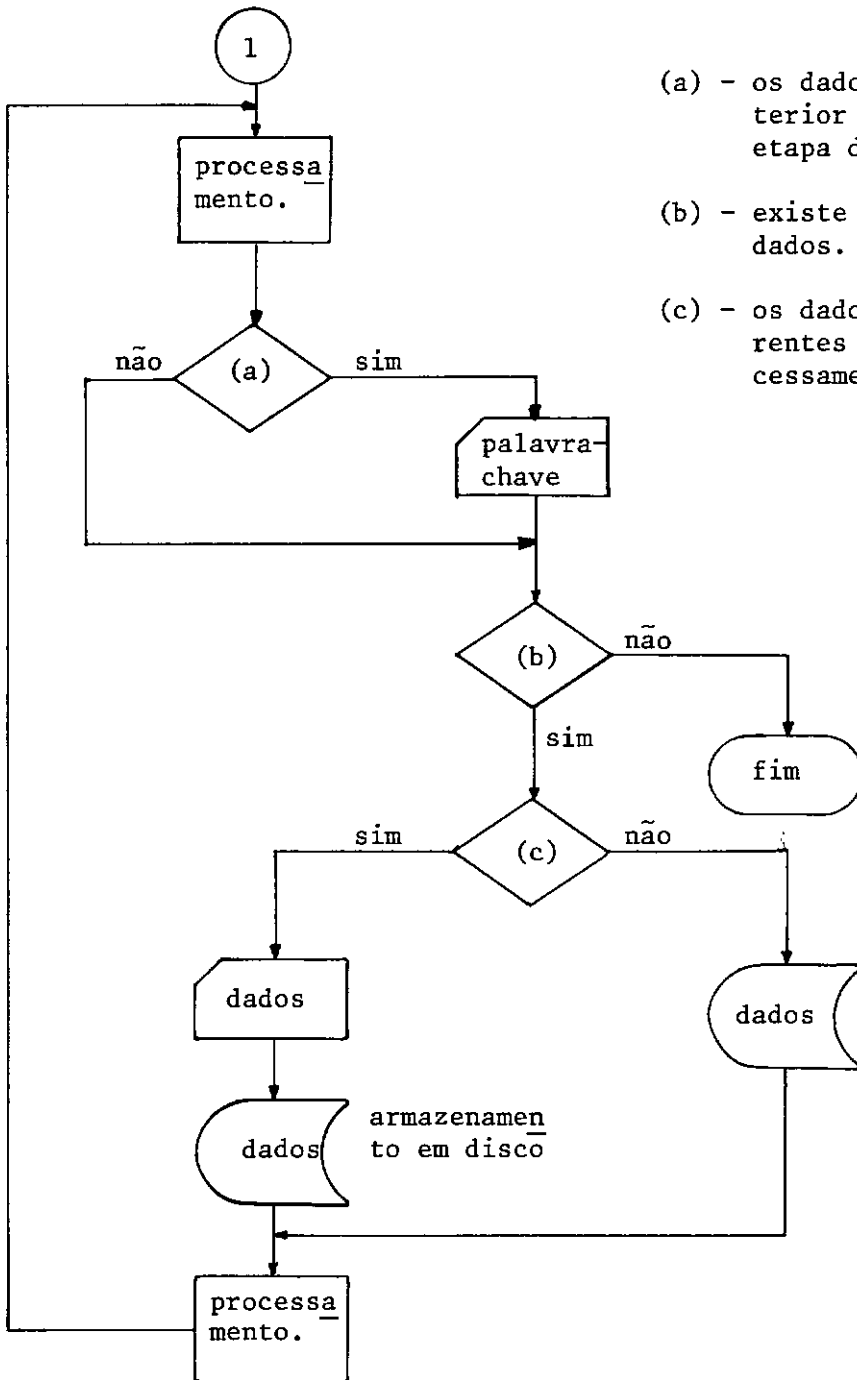


FIGURA 9.1 - Dados Relativos a uma Estrutura de n Pavimentos.

9.5 ESQUEMA DE RECEPÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA

A seguir o fluxograma de entrada de dados, via car
tão e disco magnético, em um pavimento genérico.





(a) - os dados lidos na etapa anterior se referiam à aquela etapa do processamento?

(b) - existe ainda algum grupo de dados.

(c) - os dados a seguir são referentes a esta etapa do processamento?

leitura do disco dos dados referentes a esta etapa do processamento.

9.6 ÍNDICES DE CONTROLE

Em face das peculiaridades inerentes a cada estrutura, o projetista necessita tomar decisões que somente o seu critério cabe julgar. Algumas vezes é de bom alvitre uma pré-análise da estrutura, a fim de que se possa verificar a necessidade de um redimensionamento geométrico de alguns de seus elementos, noutras vezes é importante que se disponha de início as cargas nas fundações independentemente do dimensionamento das lajes, vigas e pilares.

Através da utilização de determinados índices, o usuário possuirá controle sobre as etapas de execução e impressão dos dados e resultados de uma análise.

O programa trabalha com quatro índices, fornecidos no início da análise. Estes índices são:

ICIMP De acordo com o valor, o sistema fornecerá, além dos dados usualmente impressos, os deslocamentos da estrutura e as constantes elásticas dos pilares.

ICEXC As etapas de execução desejadas para os pavimentos são controladas por este índice. Normalmente o programa executa as lajes, vigas e pilares dos pavimentos. Porém, pode-se suprimir o cálculo das

lajes, acumulando apenas as reações nas vigas, bem como evitar-se o dimensionamento dos pilares. Ainda é possível suprimir o dimensionamento dos elementos estruturais, havendo apenas neste caso uma análise dos esforços para o cálculo das cargas nas fundações.

LPARE Este índice informa ao sistema, em que pavimento a análise será interrompida, armazenando em memória auxiliar as cargas - reações da grelha representativa deste pavimento. Estas cargas serão utilizadas quando do retorno da estrutura ao sistema, para o prosseguimento da análise dos pavimentos restantes.

IEXIS Identifica a estrutura que possui cargas acumuladas em memória auxiliar, ou por outra, que o problema já foi resolvido parcialmente pelo sistema.

9.7 DETECÇÃO DE ERROS NOS DADOS DE ENTRADA

Os dados de entrada foram organizados de forma que o sistema, sempre que possível, os gerassem. Mesmo assim é elevado o número de dados fornecido ao sistema pelo usuário,

sempre havendo a possibilidade de ocorrência de erros.

Em vista deste fato, julgou-se importante suprir o programa de um instrumento, que o capacitasse informar ao projetista, quando da ocorrência de dados incompatíveis com o problema proposto, identificando o erro através de uma mensagem, permitindo assim sua posterior correção.

Detectado uma impropriedade em um dado, o sistema paralisará a análise da estrutura, prosseguindo porém a verificação da consistência dos dados restantes.

A Figura 9.2 exemplifica o funcionamento do esquema de detecção de erros. Uma biblioteca de mensagens é criada previamente em disco, através do programa auxiliar DESEC/BIBLIOTECA (Vide Apêndice B). Caso não seja possível a criação deste arquivo, o sistema fornecerá, quando da ocorrência de um dado incompatível, apenas o código do erro, sem mensagem.

Os erros detectados pelo programa foram divididos em três classes:

- a) Classe A: quando o valor do dado é inconsistente com a estrutura proposta.

- b) Classe B: quando ocorre um dado incompatível com o "format" especificado.
- c) Classe C: quando determinadas variáveis assumem valores impróprios ao contexto.

Seguem-se os códigos dos erros e respectivas mensagens:

- relativos à classe A:

- A.01 algum \bar{n} com valor superior ao valor do número de \bar{n} s.
- A.02 número de \bar{n} , pilar ou barra, igual a zero ou negativo.
- A.03 número de laje ou carga distribuída negativo; observe valor abaixo.
- A.04 \bar{n} referente a carga concentrada é zero ou negativo.
- A.05 número de carga distribuída negativo.
- A.06 número do elemento com carga distribuída, zero ou negativo.

- A.07 alguma barra de número superior ao número máximo de barras da grelha.
- A.08 largura de faixa superior a 60.
- A.09 (não utilizado).
- A.10 número da estrutura negativo.
- A.11 número de pavimento negativo ou igual a zero.
- A.12 número do pavimento superior ao número de pavimentos da estrutura.
- A.13 índice "IEXIS" negativo.

- relativos à classe B:

- B.01 dados gerais da grelha não consistente com a especificação de format.
- B.02 coordenadas e/ou número do nó, não consistente com a especificação do comando format.
- B.03 dados dos pilares não consistentes com a especificação de format.

- B.04 dados do pē-direito não consistentes com a especificação de format.
- B.05 número de cargas não consistente com a especificação do comando format.
- B.06 dados do carregamento não consistentes com a especificação de format.
- B.07 cargas e/ou dimensões das lajes não consistentes com a especificação de format.
- B.08 vigas ou lajes adjacentes não consistentes com a especificação de format.
- B.09 barras não consistentes com a especificação de format.
- B.10 número de pavimentos da estrutura inconsistente com o format.
- B.11 número da estrutura e/ou índices de controle inconsistentes com o format.
- B.12 valores característicos dos materiais inconsistentes com o format.

B.13 coeficiente de segurança e/ou índices tipo de aço
inconsistente com o format.

B.14 número do pavimento inconsistente com o format em
pregado.

- *relativos à classe C:*

C.01 elemento da diagonal principal da matriz de rigi
dez nulo ou menor que zero.

C.02 inconsistência nos pontos de momentos nulos, o cál
culo passará à viga seguinte.

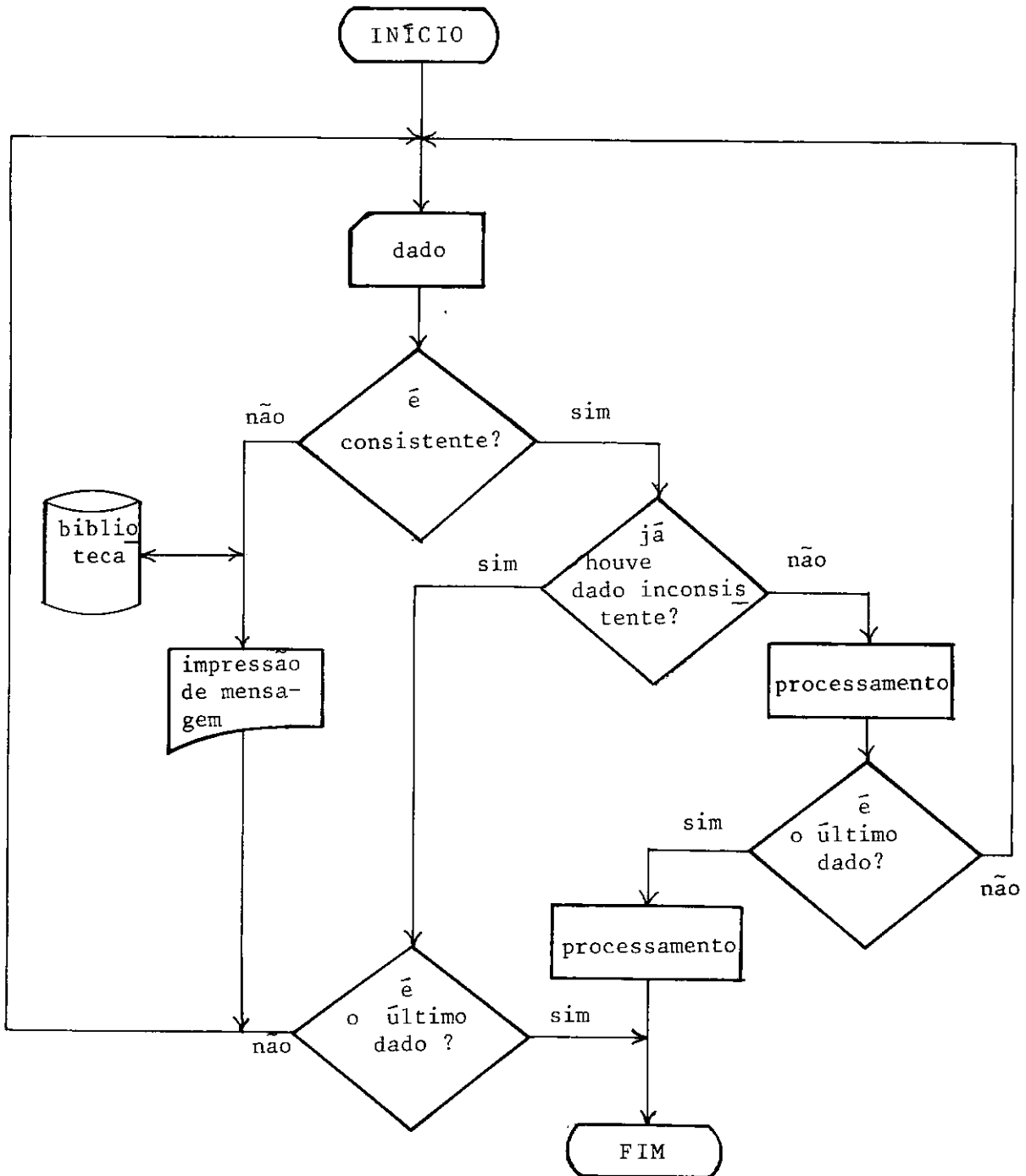


FIGURA 9.2 - Esquema de Detecção de Erros.

9.8 MANUAL DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA DESEC

Nos dados, codificados em cartões, constam as ca racterísticas gerais do edifício e índices de controle, segui dos das características inerentes a cada pavimento.

As unidades adotadas devem ser tonelada-força, me tro e grau.

9.8.1 - Dados Identificadores da Estrutura

1.a Dados Gerais (5I5) - um cartão no início de cada pro blema novo.

col. 1-5 NE - número da estrutura.

6-10 LPARE - número do pavimento no qual se de seja a interrupção da análise.

11-15 IEXIS - índice de indicação de um proble ma novo, ou já resolvido parcialmen te pelo sistema.

= 0 ... novo

= 1 ... antigo.

16-20 ICIMP - índice de controle dos níveis de impressão.

- = 0 ... imprime todos os dados
- = 1 ... imprime também o deslocamento.
- = 2 ... imprime também as constantes elásticas.

21-25 ICEXC - Índice de controle das etapas de execução.

- = 0 ... executa o dimensionamento de todos os elementos estruturais.
- = 1 ... não executa o dimensionamento das colunas.
- = 2 ... não executa o dimensionamento das lajes.
- = 3 ... não executa o dimensionamento das lajes e colunas.
- = 4 ... não executa o dimensionamento das vigas.
- = 5 ... não executa o dimensionamento de nenhum elemento estrutural; apenas as cargas nos pilares e na fundação serão fornecidas.

1.b Pavimentos da Estrutura (I5) - um cartão.

col. 1-5 NPV - número de pavimentos da estrutura.

1.c Comentários (20A4) - três cartões.

col. 1-80 - comentários quaisquer sobre a estrutura.

9.8.2 - Dados Relativos a Cada Pavimento

Inicia com o pavimento de ordem mais superior. Nos dados relativos a este pavimento devem constar os seis grupos apresentados no item 4 deste capítulo.

Os dados dos pavimentos que seguem o mais superior, não necessitam ser fornecidos de forma completa, podendo inclusive não serem mencionados se a estrutura assim convir.

Exceção que deve ser feita ao primeiro pavimento (mais inferior), mesmo que suas características sejam idênticas ao anterior. Neste caso o programa requer como dados ao menos o número do pavimento e a palavra-chave FIm.

2.a Número do pavimento e comentário (I5, 14A4) - um cartão referente ao pavimento que possua alguma característica distinta do anteriormente analisado.

col. 1-5: INPV - número do pavimento relativo aos dados que segue.

col. 6-61: comentário sobre o pavimento.

2.b Dados dos materiais empregados no pavimento INPV - se igual ao pavimento anteriormente codificado, passar para o item c.

.1 Perfura-se a palavra chave MAteriais a partir da coluna 1.

.2 Resistências de cálculo dos materiais (6F10.0) - um cartão.

col. 1-10: FYK - resistência característica do aço utilizado nas vigas do pavimento INPV.

col. 11-20: FCK - resistência característica do concreto utilizado nas vigas do pavimento INPV.

col. 21-30: FYKL - resistência característica do aço utilizado nas lajes do pavimento INPV. Se FYKL igual a FYK, não é necessário ser fornecido.

col. 31-40: FCKL - resistência característica do concreto utilizado nas lajes do pavimento INPV. Se FCKL igual a FCK, não é necessário ser fornecido.

col. 41-50: FYKP - resistência característica do aço utilizado nos pilares. Caso FYKP seja igual a FYK, não é necessário ser fornecido.

col. 51-60: FCKP - resistência característica do concreto utilizado nos pilares. Caso FCKP seja igual a FCK não é necessário ser fornecido.

.3 Coeficientes de segurança e tipo de aço (3F10.0,3I5)
- um cartão.

col. 1-10: GS - coeficiente de segurança dos aços utilizados.

col. 11-20: GC - coeficiente de segurança dos concretos utilizados.

col. 21-30: GF - coeficiente de majoração dos esforços.

col. 31-40: CVER - recobrimento relativo ($\Delta h/h$)
(se branco será assumido 0.05).

col. 41-50: PE - percentagem da tensão de cisalhamento absorvida pelo estribo.
(se branco será assumido 1.).

col. 51-55: ITAC - tipo de aço empregado nas vigas.

col. 56-60: ITACL - idem para as lajes.

col. 61-65: ITACP - idem para os pilares.

Observação: Os valores destes índices (ITAC, ITACL e ITACP), serão:

= 0 ... aço de tipo não especificado. (V. Figura 5.4).

= 1 ... aço tipo A (V. Figura 5.3).

2.c Dados topológicos dos nós da grelha do pavimento INPV - se igual ao pavimento anteriormente codificado, passar para o item d.

.1 Perfura-se a palavra chave GRelha a partir da coluna 1.

.2 Dados gerais da grelha (4I5) - um cartão.

col. 1-5: NB - número de barras

col. 6-10: NN - número de nós

col. 11-15: NA - número de nós que são apoios
(pilares).

col. 16-20: NTL - número de lajes.

.3 Dados das coordenadas dos nós (I5, 2F10.0, I5) -
tantos cartões quanto seja o valor de NN.

col. 1-5: J - número do nó.

col. 6-15: X(J) - abcissa do nó J (sistema de re
ferência global).

col. 16-25: Y(J) - ordenada do nó J (sistema de
referência global).

col. 26-30: IPES(J) - para o caso de estruturas
com eixos de simetria. Indica
se o nó J é assente em eixo de
simetria.

= 0 ... não é nó em eixo de
simetria.

= 1 ... o eixo de simetria pas
sa no nó J na direção
global Y.

= 10 ... idem, na direção global X.

= 11 ... o eixo J está na origem dos eixos de simetria.

2.d Características geométricas dos pilares do pavimento INPV

- se igual ao pavimento anteriormente codificado, passa-se ao item e.

.1 Perfura-se a palavra chave Pilares a partir da coluna 1.

.2 Comprimento dos pilares (2F10.0) - um cartão.

col. 1-10: PDI - valor do comprimento dos pilares do pavimento INPV-1.

col. 11-20: PDS - idem do pavimento INPV.

Observação: Caso não exista PDI ou PDS no pavimento em análise, deixa-se em branco o campo correspondente.

.3 Dados geométricos dos pilares (I5, 6F10.0, I5) - tantos cartões quantos forem os pilares cujas características sejam distintas daqueles correspondentes ao pavimento anteriormente codificado.

- col. 1-5: NP - número do nó correspondente ao pilar.
- col. 6-15: GPILAR(1) - dimensão do pilar NP do pavimento INPV-1, na direção x_p .
- col. 16-25: GPILAR(2) - idem, na direção y_p .
- col. 26-35: GPILAR(3) - dimensão do pilar NP do pavimento INPV, na direção x_p .
- col. 36-45: GPILAR(4) - idem na direção y_p .
- col. 46-55: GPILAR(5) - ângulo entre os semi-eixos positivos dos sistemas XY e $x_p y_p$, do pilar NP do pavimento INPV-1.
- col. 56-65: GPILAR(6) - idem, do pavimento INPV.
- col. 66-70: NPP - número do pilar no projeto estrutural (a saída será segundo este número).
Quando omitido será tomado o valor de NP.

Observações: Para o caso de pilares de seção não-retangular, no campo especificado para GPILAR(1), perfura-se o valor do coeficiente elástico deste pilar na direção X e em GPILAR(2),

o valor na direção Y, para o pavimento INPV-1. O mesmo deve ser observado para os campos GPILAR(3) e GPILAR(4), referentes ao pavimento INPV.

Os eixos x_p e y_p devem coincidir com os eixos principais da seção do pilar.

No final da massa de dados referentes a este item, coloca-se um cartão em branco.

2.e Características geométricas e incidências das barras - igual ao pavimento anteriormente codificado, passa-se para o item f.

.1 Perfura-se a palavra chave BArras a partir da coluna 1.

.2 Dados das barras (A3, I2, 6F10.0, I5) - tantos cartões quantas forem as barras cujas características sejam distintas daquelas correspondentes ao pavimento anteriormente codificado.

col. 1-3: VIG - identificação alfa-numérica das vigas, no projeto estrutural.

col. 4-5: J - número da barra.

col. 6-10: JKJ(1) - número do nó na extremidade inicial da barra J.

col. 11-15: JKJ(2) - idem na extremidade final.

col. 16-25: B(J) - dimensão da base da barra J.

Observação: Não há necessidade da codificação caso
 $B(J) = B(J-1)$.

col. 26-35: H(J) - dimensão da altura da barra J.

Observação: Não há necessidade da codificação caso
 $H(J) = H(J-1)$.

col. 36-45: EPX(1) - excentricidade da extremidade inicial da barra J na direção x_p .

col. 46-55: EPY(1) - idem na direção y_p .

col. 56-65: EPX(2) - excentricidade da extremidade final da barra J na direção x_p .

col. 66-75: EPY(2) - idem na direção y_p .

col. 76-80: IBES(J) - indica se a barra está as sente em eixo de simetria.

= 0 ... não

= 1 ... sim

2.f Características das lajes do pavimento INPV - se igual ao pavimento anteriormente codificado, ou, se NTL=0, passa-se ao item g.

.1 Perfura-se a palavra-chave LAjes a partir da coluna 1.

.2 Dados geométricos e do carregamento (5I5, 4F10.0) - um cartão.

col. 1-5: NL - número da laje.

col. 6-10: KKK(1) - tipo do bordo 1 (Figura 9.3)

col. 11-15: KKK(2) - idem bordo 2.

col. 16-20: KKK(3) - idem bordo 3.

col. 21-25: KKK(4) - idem bordo 4.

col. 26-35: XL - dimensão ℓ_x da laje NL.

col. 36-45: YL - idem, ℓ_y .

col. 46-55: DL(NL) - espessura da laje NL (se não codificado assumido 0,1m).

col. 56-65: QL - carga distribuída por m^2 da laje NL (se não codificado assumi

do 0,2 tf/m²).

Observação: $KKK() = 0 \dots$ apoiado
 $= 1 \dots$ misto (engaste + apoio)
 $= 2 \dots$ engastado.

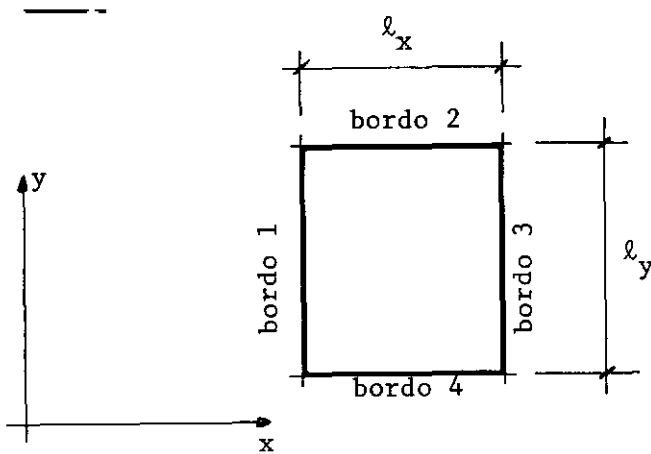


FIGURA 9.3 - Posição dos Bordos de Uma Laje.

.3 Número das barras nos bordos da laje NL (12I5) - um cartão onde são codificadas até 3 barras por bordo.

col. 1-5: (a) - número da barra do bordo 1 (Figura 9.4).

col. 6-10: (b) - idem.

col. 11-15: (c) - idem.

- col. 16-20: (d) - número da barra do bordo 2.
 col. 21-25: (e) - idem.
 col. 26-30: (f) - idem.
 col. 31-35: (g) - número da barra do bordo 3.
 col. 36-40: (h) - idem.
 col. 41-45: (i) - idem.
 col. 46-50: (j) - número da barra do bordo 4.
 col. 51-55: (l) - idem.
 col. 56-60: (m) - idem.

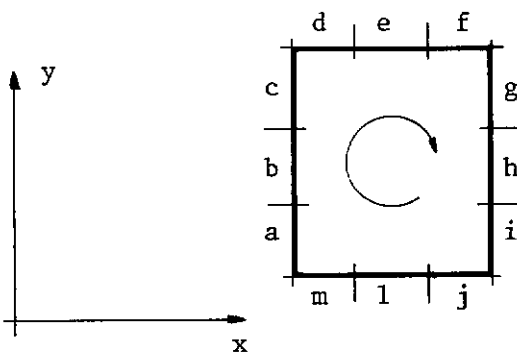


FIGURA 9.4 - Posição das Barras e Lajes nos Bordos de Uma Laje.

.4 Número das lajes nos bordos da laje NL (12I5) - um cartão onde são codificados até 3 lajes por bordos.

col. 1-5: (a) - número da laje adjacente ao bordo 1.

col. 6-10: (b) - idem.

col. 11-15: (c) - idem.

col. 16-20: (d) - número da laje adjacente ao bordo 2.

col. 21-25: (e) - idem.

col. 26-30: (f) - idem.

col. 31-35: (g) - número da laje adjacente ao bordo 3.

col. 36-40: (h) - idem.

col. 41-45: (i) - idem

col. 46-50: (j) - número da laje adjacente ao bordo 4.

col. 51-55: (l) - idem.

col. 56-60: (m) - idem.

Observação: Os sub-itens .2, .3 e .4, devem ser repetidos tantas vezes quantas forem as lajes distintas das correspondentes do pavimento anteriormente codificado.

2.g Característica do carregamento das vigas do pavimento
INPV - se igual ao pavimento anteriormente codificado,
 passa-se ao item h.

.1 Perfura-se a palavra-chave Cargas a partir da colu
 na 1.

.2 Comentário (20.A4) - um cartão.

col. 1-80 - comentário qualquer sobre o carrega
mento.

.3 Dados gerais do carregamento (3I5) - um cartão.

col. 1-5: NBCD - número de barras com carga
 distribuída vertical uniforme.

col. 6-10: NNCC - número de nós com cargas con
centradas.

col. 11-15: NBCDT - número de barras com cargas
 distribuídas à torção.

.4 Dados das cargas concentradas (I5, 3F10.0) - tan
 tos cartões quanto seja o valor de NCC.

col. 1-5: I - número do nó.

col. 6-15: QX(I) - valor da carga-momento concen

trada, no sentido e na direção do eixo global X.

col. 16-25: $QY(I)$ - valor da carga-momento concentrada, no sentido e na direção do eixo global Y.

col. 26-35: $QZ(I)$ - valor da carga-vertical concentrada, na direção e no sentido contrário ao eixo global Z (Figura 9.5).

Observação: Toda carga concentrada atua em ponto nodal.

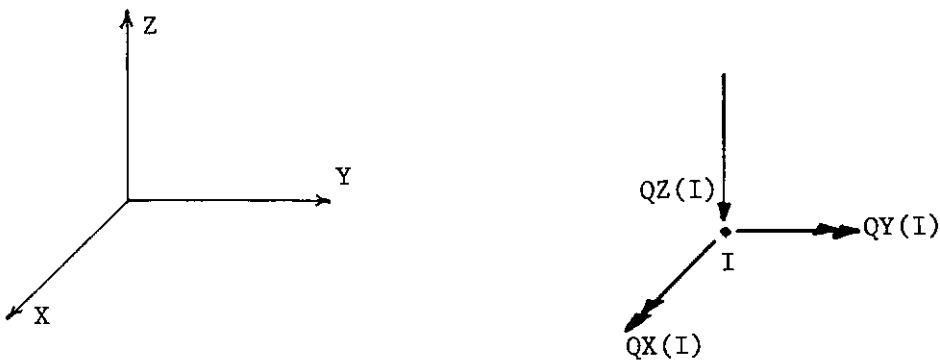


FIGURA 9.5 - Direção e Sentido Positivo das Cargas Concentradas.

- .5 Dados das cargas distribuídas normais (I5, F10.0)
 - tantos cartões quanto seja o valor de NBCD.

col. 1-5: I - número da barra.

col. 6-15: $Q(I)$ - valor da taxa de carga distribuída vertical por metro da barra I, no sentido contrário do eixo z_p (Figura 9.6).

Observação: Não codificar $Q(I)$ se tem valor igual ao anteriormente codificado.

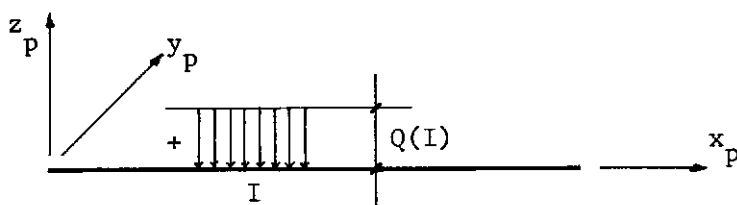


FIGURA 9.6 - Sentido Positivo da Carga Distribuída Vertical.

- .6 Dados das cargas distribuídas à torção (I5, F10.0)
 - tantos cartões quanto seja o valor de NBCDT.

col. 1-5: I - número da barra.

col. 6-15: $Q(I)$ - valor da taxa de carga distribuída à torção por metro da barra I, no sentido e direção do eixo x_p .

Observação: Não codificar $Q(I)$ se tem valor igual ao anteriormente codificado.

2.h Perfura-se a palavra-chave FIm a partir da coluna 1.

Observação: Neste ponto retorna-se ao item 2.a, para a codificação do pavimento seguinte; caso o valor de INPV já seja 1, passa-se ao item 2.i.

2.i Se existir mais alguma estrutura a ser analisada, volta-se ao item 1.a, caso contrário neste ponto insere-se um cartão em branco.

CAPÍTULO X

EXEMPLO E CONCLUSÕES

Foi feito o dimensionamento de um edifício de seis pavimentos, através do programa DESEC.

A armadura assim encontrada, foi comparada com aquela obtida através de um dimensionamento, discretizando-se esta estrutura, em sistemas isostáticos e hiperistáticos isolados.

10.1 DESCRIÇÃO DO EXEMPLO

Na Figura 10.1 é apresentada a planta de forma dos pavimentos, cujo sombreado indica as barras não existentes no térreo.

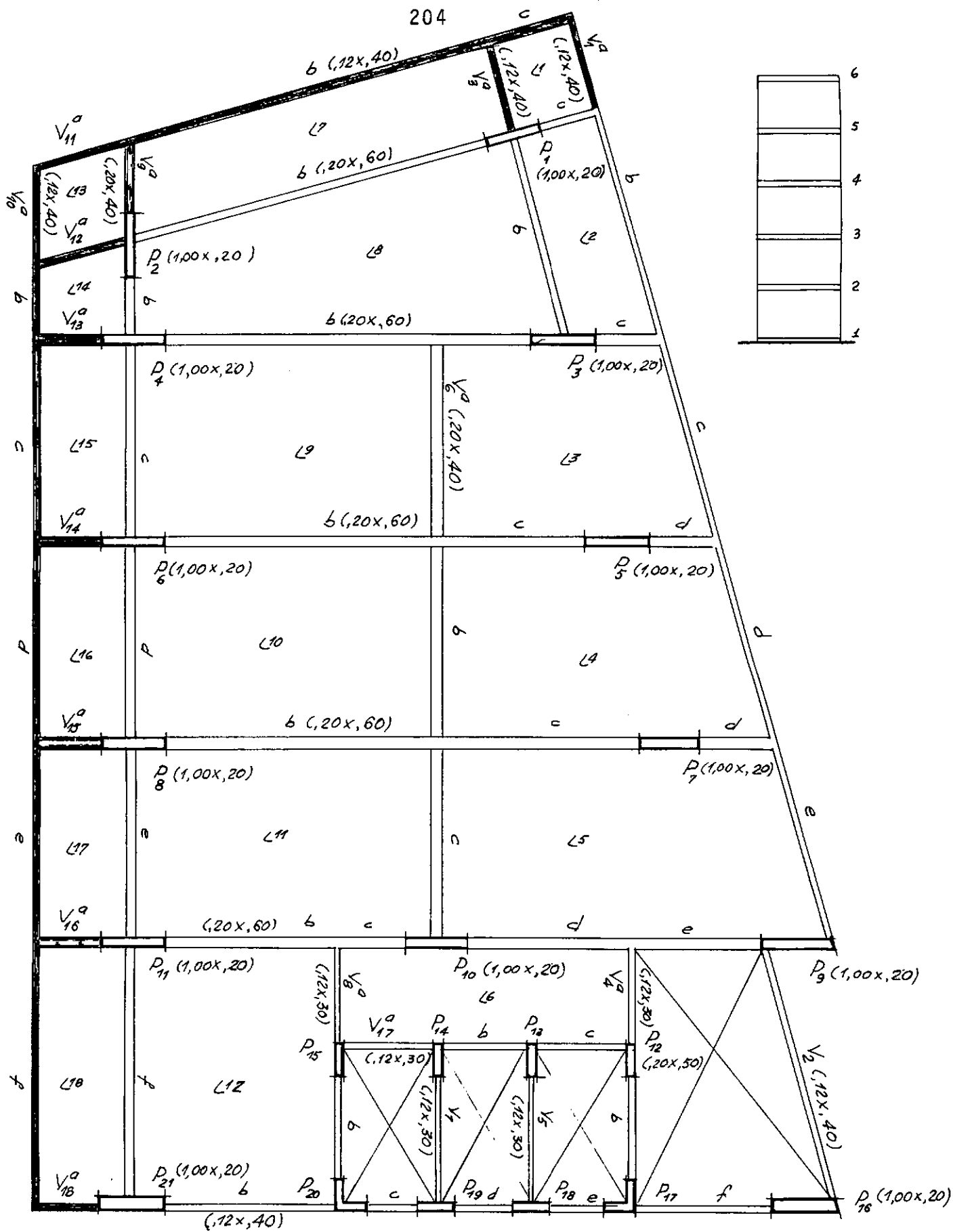


FIGURA 10.1 - Planta de Forma.

Conforme é visto os pavimentos possuem apoios inclinados, bem como algumas vigas têm extremidades rígidas ou excêntricas. Estes fatos serão levados em conta na análise, lembrando-se ainda que em cada pavimento da estrutura os pilares estarão funcionando como apoios elásticos à rotação.

Nas Figuras 10.2 e 10.3, são apresentadas as plantas de locação dos pontos nodais das grelhas do 1º pavimento e do 2º ao 6º pavimento, respectivamente. Aí estão indicados também a correspondência entre barras nas grelhas e vigas na estrutura.

As lajes são em número de 18 por pavimento, não havendo lajes no térreo.

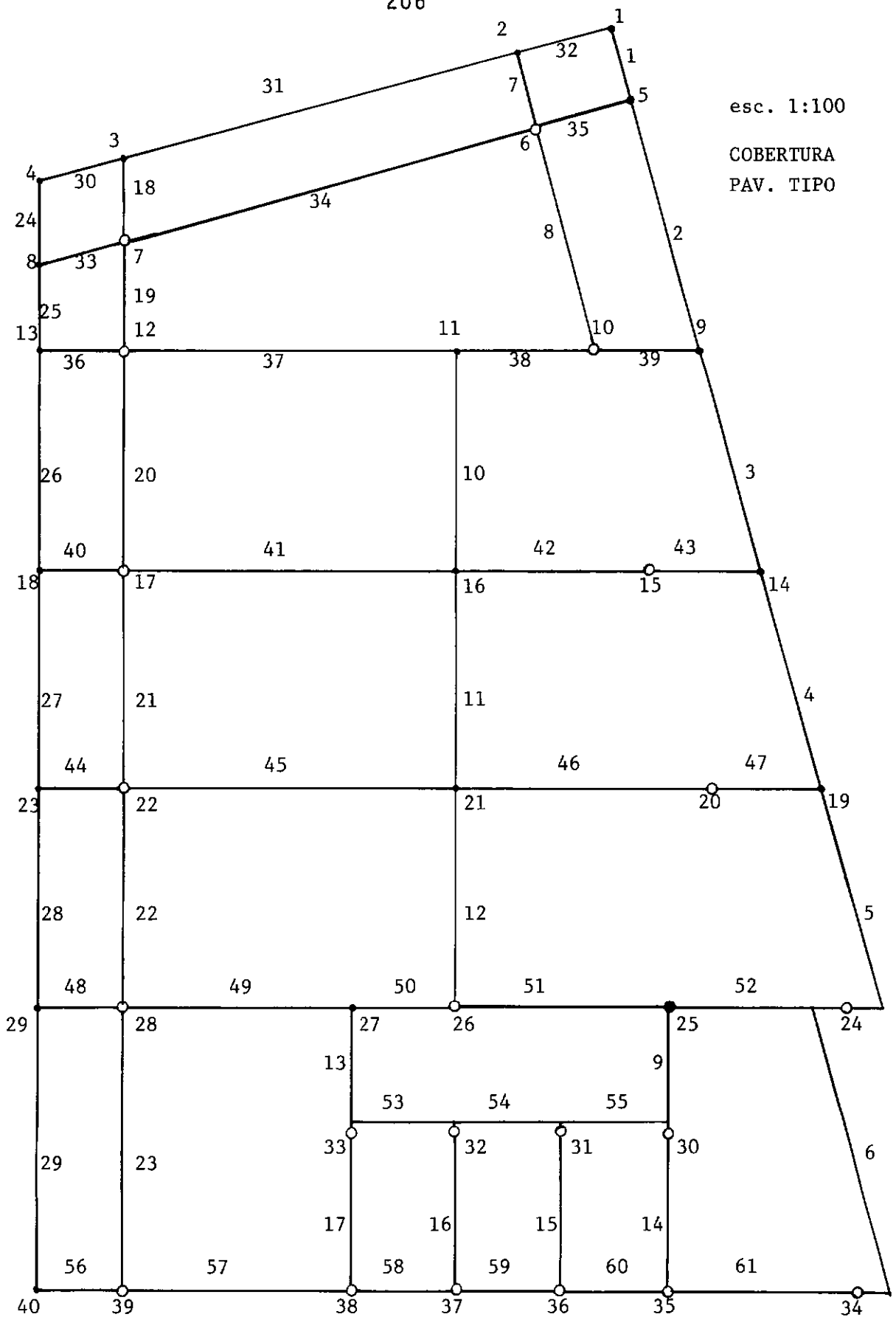


FIGURA 10.2 - Planta de Locação dos Pontos Nodais.

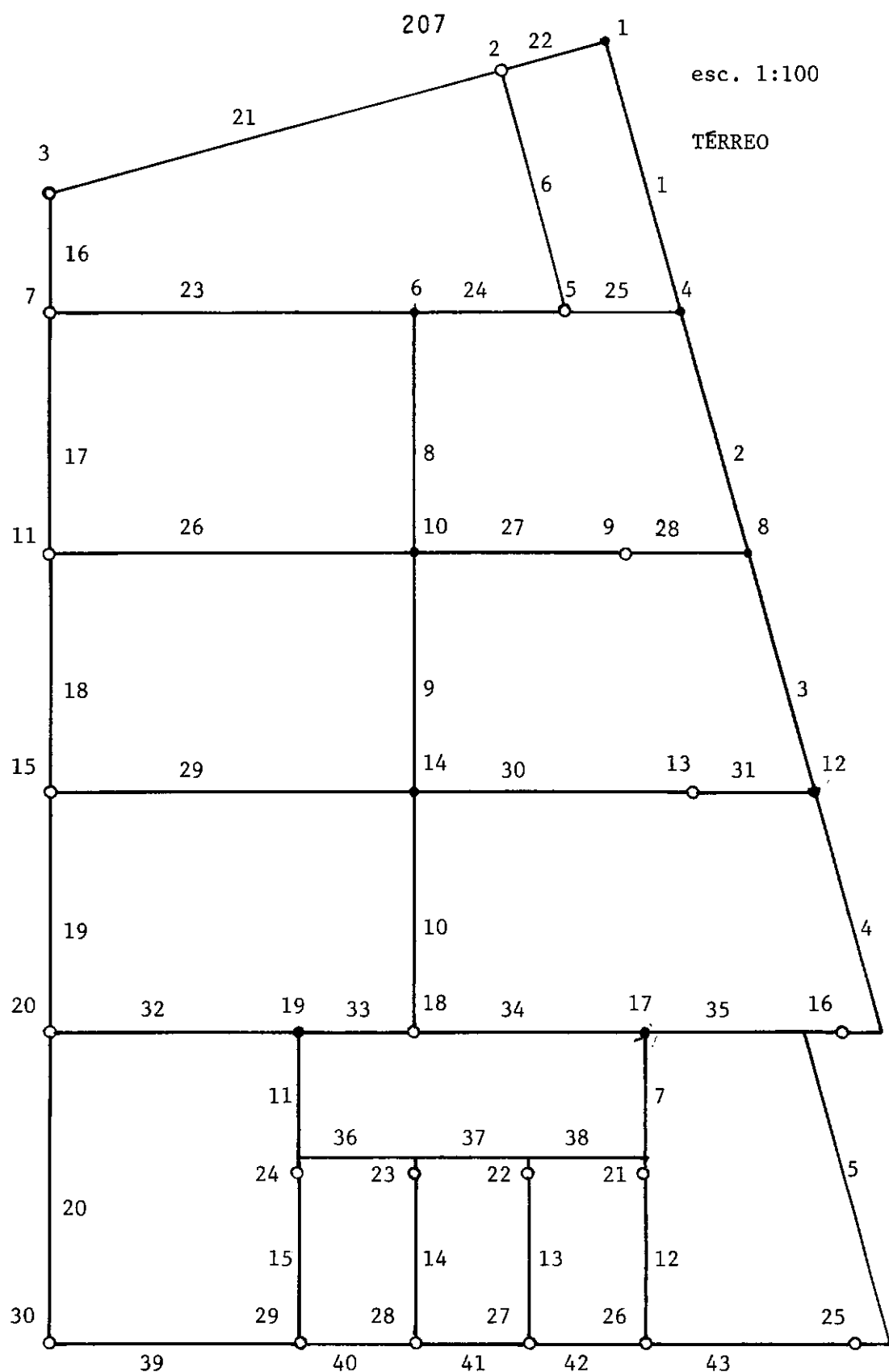


FIGURA 10.3 - Planta de Locação dos Pontos Nodais.

10.2 DESCRIÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA

Como a geometria e o carregamento do 2º pavimento ao 5º são idênticos, basta que se proceda ao dimensionamento de três dos seis pavimentos da estrutura, ou seja: térreo, tipo e cobertura.

Conforme o descrito no manual de utilização, o cálculo do edifício processar-se-á de cima para baixo. Os dados referentes à cobertura (6º pavimento) serão fornecidos de forma completa (materiais, grelha, pilares, lajes, barras e cargas). Porém, para o pavimento-tipo (5º ao 2º), apenas se redefine os pilares e as cargas sobre a estrutura, pois todos os outros grupos de dados serão assumidos iguais à cobertura.

Tendo em vista uma modificação na planta de forma do térreo, bem como devido a mudança do carregamento e ausência de lajes, há a necessidade de se definir para este pavimento as coordenadas dos pontos nodais da grelha, os dados relativos aos pilares, a geometria das barras e o novo carregamento.

10.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

O volume (teórico) de ferragem das vigas do 6º pavimento (cobertura), foi calculado através do programa e comparado com o obtido discretizando-se o pavimento em vigas isoladas.

Na Tabela 10.1 são apresentados os valores para os dois casos, para cada viga do pavimento.

Muito embora tenha-se conseguido através do programa, em média, esforços inferiores aos proporcionados pelo cálculo não automático, na maioria das vigas para ambos os casos, as armaduras obtidas foram as mínimas.

Como no processo automático às armaduras serão acrescentadas ainda a parcela relativa à torção, o volume de ferragem do pavimento neste caso, situou-se em nível pouco inferior ao obtido no dimensionamento não-automático.

Acredita-se que com um redimensionamento geométrico das seções, a diferença de armadura entre os dois casos se acentuaria a favor do cálculo automático.

	cálculo manual (cm ³)			cálculo pelo programa Desec (cm ³)				(1).100 (2)
	fletor	cortante	total(1)	torsor	fletor	cortante	total(2)	
1	1596,00	2352,00	3948,00	283,76	1614,58	2379,38	4277,73	92,29
2	467,40	688,80	1156,20	13,53	467,40	688,80	1169,73	98,84
3*	948,50	520,80	1469,30	11,80	353,97	521,64	887,41	165,57
4	333,45	655,20	988,65	4,90	273,78	537,94	816,66	121,06
5	188,10	369,60	557,70	-	145,44	285,77	431,21	129,33
6	1710,00	2520,00	4230,00	231,90	1710,00	2520,00	4461,90	94,80
7	188,10	369,60	557,70	-	145,44	285,77	431,21	129,33
8	333,45	655,20	988,65	17,93	273,69	537,77	829,39	119,20
9	3202,80	4454,00	7654,80	309,09	2983,29	4312,60	7604,98	100,66
10	1767,00	2604,00	4371,00	345,25	1767,00	2604,00	4716,25	92,68
11*	620,35	1159,20	1779,55	298,15	790,82	1165,41	2254,39	78,94
12	2465,25	2422,00	4887,25	304,33	2325,89	2285,08	4915,30	99,43

13	2636,25	2590,00	5226,25	651,51	2696,20	2618,00	5965,71	87,60
14	4121,22	2828,00	6949,22	519,96	3202,60	2828,00	6550,55	106,09
15	3984,85	2814,00	6798,85	443,37	3298,98	2912,00	6654,35	102,17
16	3220,50	3164,00	6384,50	999,56	2508,00	2464,00	5971,56	106,92
17	384,75	756,00	1140,75	4,44	376,20	739,20	1119,84	101,87
18	1629,57	2016,00	3645,57	84,92	1030,22	1175,20	2290,33	159,17
total do pavimento			62733,94				61348,50	102,26

* suprimido um vão

Tabela 10.1 - Volume de Armação do Pavimento 6

10.4 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Muito embora a economia de armadura conseguida pelo programa, para o exemplo apresentado, tenha sido irrelevante, este fato não invalida a utilização do cálculo automático como ferramenta de apoio aos escritórios de engenharia, pois a concepção estrutural utilizada pelo programa traduz melhor o comportamento real do edifício do que a tradicional discretização em peças isoladas.

A implantação do programa pode ser feita em qualquer máquina de porte médio e que disponha de compilador FORTRAN IV, pois o gasto de memória situou-se em torno de 25K palavras, para atual configuração de até 99 barras, 50 nós e largura de banda igual a 60, para cada pavimento, num total de 30 pavimentos.

Como se trata de uma primeira versão deste trabalho, julga-se a fim de que a sua eficiência seja aumentada, promover algumas modificações, que são dadas aqui como sugestões:

- inclusão da verificação automática da condição de cisalhamento nas lajes.

- consideração de lajes com bordo livre.
- consideração do caso de ação direta de um pilar sobre uma viga.
- dimensionamento de pilares de seção não retangular.

BIBLIOGRAFIA

1. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
Cálculo e Execução de Obras em Concreto Armado, NB1,
1960.
2. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
Projeto e Execução de Obras em Concreto Armado, NB1,
1975.
3. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios,
NB5, 1961.
4. CEB - Comité Européen du Béton.
Proposition de Compléments aux Principes et Recomman-
dations Internationales CEB-FIP 1970.
Bulletin d'Information nº 74, Maio 1972.

5. CEB - Comité Européen du Béton.
Manuel de Calcul CEB-FIP "Flexion-Compression".
Bulletin d'Information N° 82, Abril 1972.
6. CEB - Comité Européen du Béton.
Documentation Complémentaire au Manuel de Calcul CEB-FIP "Flexion-Compression".
Bulletin d'Information N° 83, Abril 1972.
7. CEB - Comité Européen du Béton.
Recommandations Internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton.
Bulletin d'Information N° 84, Maio 1972.
8. CEB - Comité Européen du Béton.
Manuel de Calcul "Effort Tranchant-Torsion".
Bulletin d'Information N° 92, Junho 1973.
9. CEB - Comité Européen du Béton.
Buckling Manual.
Bulletin d'Information N° 103, Junho 1973.
10. CUEVAS, O.M.G.; ROBLES F.V.,F.; CASILLAS G.L.,J.;
CASSIO, R.D..
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
Editorial Limusa, 1975.

11. FONTE, Antonio Oscar C.
Análise Tridimensional de Estruturas de Edifício.
Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1972.
12. GAGOUL, Nelson Szilard
Estudo de Flexão Oblíqua em Seções Retangulares Simétricas
Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1975.
13. GERE, J.M.; WEAVER Jr., W.
Analysis of Framed Structures.
Van Nostrand Reinhold Company, 1965.
14. HELH, Maximilian Emil
Sistema de Programa FORTRAN IV G-H.
McGraw-Hill do Brasil Ltda., 1972.
15. LÖSER, Benno
Concreto Armado.
Editora Científica, 15a. edição.
16. MONTOYA, P.J.; MESEGUER, A.G.; MORAN, F.
Hormigon Armado
Editorial Gustavo Gili S.A., 7a. edição.

17. PACITTI, Tércio
FORTRAN-Monitor, Princípios.
Livros Técnicos e Científicos Editôra S.A., 1973.
18. PRZEMIENIECKI, J.S.
Theory of Matrix Structural Analysis
McGraw-Hill Book Company, 1968.
19. SORIANO, Humberto Lima
Formulação dos Métodos de Gauss e de Cholesky Para a Análise Matricial de Estruturas.
Publicação COPPE, Novembro, 1972.
20. Strudl II, ICES, The Structural Design Language Engineering User's Manual.
MIT.
21. SZILARD, Rudolph
Theory and Analysis of Plates; Classical and Numerical Methods.
Prentice Hall, 1974.
22. TABORDA, Luís F.
Análise Não-Linear de Pórticos Planos de Concreto Armado.
Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1974.

23. TELLES, José Cláudio F.
Análise do Comportamento Não-Linear Geométrico e Físico
de Pórticos Planos de Concreto Armado.
Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1976.
24. TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.M.
Mechanics of Materials
D. Van Nostrand Company, 1972.
25. VENÂNCIO FILHO, Fernando
Análise Matricial de Estruturas.
Almeida Neves - Editores Ltda., 1975.
26. WEAVER, William
Compute Programs for Structural Analysis.
Van Nostrand Reinhold Company, 1967.

NOTAÇÕES

a) *Análise Matricial:*

$| \quad |$ matriz

$\{ \quad \}$ vetor

$| \quad |^{-1}$ matriz inversa

$| \quad |^T$ matriz transposta

$\{ A \}$ vetor de cargas

$\{ A_{m\ell} \}_i^*$ ações de engastamento perfeito do elemento i

$\{ A_m \}_i$ ações no elemento i no sistema de referência local.

$\{ A_j \}_i$ ações no elemento i no sistema de referência global.

$\{ A_p \}$ esforços nos pontos nodais do elemento i .

$\{ D \}$	vetor dos deslocamentos
$\{ D_j \}_i$	deslocamentos do elemento i no sistema de referência global.
$\{ D_m \}_i$	deslocamentos do elemento i no sistema de referência local.
$ S $	matriz de rigidez
$ S_j $	matriz de rigidez da estrutura.
$ S_m _i$	matriz de rigidez do elemento i .
$ S_{md} _i$	matriz de rigidez do elemento i no sistema de referência global.
$ R _i$	matriz de rotação do elemento i .
$ T_i , T_s $	matrizes triangular inferior e superior, respectivamente.
$ T_v _i$	matriz de transformação do elemento i .
I	momento de inércia.
a_x, a_y	excentricidades na extremidade a de uma barra, <u>da</u> no sistema de referência do pilar.
ag_x, ag_y	idem, no sistema de referência global.
am_x, am_y	idem, no sistema de referência local.
(S_r)	coeficientes elásticos dos pilares.

b) *Sistemas de Referência:*

XYZ global ou da grelha

x_m, y_m, z_m local ou do elemento

x_p, y_p, z_p do pilar

c) *Concreto Armado:*

a_e decalagem do diagrama de momentos

b dimensão da base da peça

b_s distância entre as armaduras de canto longitudina
is, paralela a b

b_x, b_y dimensões da seção das peças comprimidas

d altura útil da seção

e valor da excentricidade

e_a excentricidade construtiva

e_b, e_h excentricidades do ponto de aplicação da força
normal.

e_x, e_y idem.

e_0 excentricidade inicial.

e_2 excentricidade devida ao efeito de 2a. ordem.

e_{tot}	excentricidade total.
f	resistências dos materiais.
f_{ck}	resistência característica do concreto
f_{yk}	resistência característica do aço
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto
f_{yd}	resistência de cálculo do aço
h	altura da seção da peça
h_e	espessura da parede no ponto considerado
h_t	espessura da parede fictícia
h_s	distância entre as armaduras de canto longitudinais, paralela a h
ℓ_e	comprimento de flambagem
ℓ_x, ℓ_y	vãos de uma laje
p_h, p_b	percentagens de armaduras dos pilares
A	área da seção
A_c	área da seção de concreto
A_{cnec}	área de concreto teoricamente necessária
A_e	área do contorno traçada a meia espessura da parede.

A_s	área de armadura à tração
A'_s	área de armadura à compressão
E	módulo de elasticidade ou deformação longitudinal dos materiais.
E_c	módulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
G_c	módulo de deformação transversal do concreto
M	momento em uma seção da peça.
M_c	esforço absorvido pelo concreto
M_d	esforço de cálculo ($\gamma_f \cdot N \cdot e_{tot}$)
M_s	esforço absorvido pela armadura
M_u	esforço resistente máximo da seção.
M_{xd}, M_{yd}	esforços de cálculo (caso de flexão oblíqua)
M_{2d}	momento de cálculo de segunda ordem
N	esforço normal em uma seção da peça
N_c	esforço absorvido pelo concreto
N_d	esforço de cálculo ($\gamma_f \cdot N$)
N_s	esforço absorvido pela armadura

N_u	esforço resistente máximo da seção
V	esforço cortante em uma seção da peça
V_c	esforço absorvido pelo concreto
V_d	esforço de cálculo ($\gamma_f \cdot V$)
V_s	esforço absorvido pela armadura
T	momento torsor em uma seção da peça
T_d	esforço de cálculo ($\gamma_f \cdot T$)
ϵ	deformação relativa
$\epsilon_{c_1}, \epsilon_{c_2}$	deformação nas fibras mais e menos comprimidas da seção, respectivamente.
ϵ_s, ϵ'_s	deformação nas fibras nas alturas das armaduras de tração e compressão, respectivamente.
γ	coeficientes
γ_c	coeficiente de minoração da resistência do <u>con</u> creto.
γ_f	coeficiente de majoração das solicitações
γ_n	coeficiente de comportamento
γ_s	coeficiente de minoração da resistência do aço.

σ	tensões nos materiais devidas as solicitações <u>nor</u> mais.
σ_c	tensão no concreto
σ_s, σ'_s	tensões nas armaduras de tração e compressão, <u>res</u> pectivamente.
τ	tensões nos materiais devidas as solicitações <u>tan</u> genciais.
τ_{wcd}	tensão no concreto devida ao esforço cortante de cálculo.
τ_{wud}	tensão de cisalhamento máxima da seção
τ_{td}	tensão no concreto devida ao esforço de <u>torção</u> de cálculo.
τ_{tud}	tensão máxima resistente
ρ	taxa geométrica de armadura (A_s/A_c)
ρ_{wu}	taxa geométrica de armadura a esforço cortante
$\rho_{w,M}$	taxa geométrica de armadura a esforço cortante calculada segunda a teoria clássica de Mörsch.
$\rho_{w,min}$	taxa geométrica mínima de armadura a esforço <u>cor</u> tante
η	valor de correção da teoria clássica de Mörsch
Δh	recobrimento da armadura.

APÊNDICE A

LISTAGEM DO PROGRAMA DESEC

SUBROUTINE PARAM

C
C *** PARAMENTROS PARA O AÇO E CONCRETO
C

```

REAL KXL,KZL,KMDL,M2
DATA KMAT/'MA'/
COMMON/RCARQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),IFRRO
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RCAVIG/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AO,HI,HJ,IPARE,
1CVB(99)
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,X(99),Y(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(20),IPAV,NE,
1NPV,COM5(14)

```

C *** RESISTENCIAS CARACTERISTICAS DOS MATERIAIS

```

READ(8,110)IVIA
110 FORMAT(A2)
IAUX=1
IF(IVIA.NE.KMAT)GO TO 130
READ(8,100,ERR=111)FYK,FCK,FYKL,FCKL,FYKP,FCKP
100 FORMAT(6F10.0)
GO TO 112
111 CALL ERRO(26,'B,12')
112 IF(FYKL.EQ.0.)FYKL=FYK
IF(FCKL.EQ.0.)FCKL=FCK
IF(FYKP.EQ.0.)FYKP=FYK
IF(FCKP.EQ.0.)FCKP=FCK
IS1=IPAV
WRITE(51'IS1)FYK,FCK,FYKL,FCKL,FYKP,FCKP
GO TO 120
130 IAUX=0
IS1=IPAV
WRITE(51'IS11)FYK,FCK,FYKL,FCKL,FYKP,FCKP

```

C *** COEFICIENTES DE SEGURANCA

```

120 IF(IVIA.NE.KMAT)GO TO 140
READ(8,101,ERR=113)GS,GC,GF,CVER,PE,ITAC,ITACL,ITACP
101 FORMAT(5F10.0,3I5)
GO TO 140
113 CALL ERRO(27,'B,13')
140 IS2=IPAV
IF(PE.EQ.0.)PE=0.5
IF(CVER.EQ.0.)CVER=0.05
WRITE(52'IS2)GS,GC,GF,ITAC,ITACL,ITACP,CVER,PE

```

C *** MODULOS DE ELASTICIDADE DO CONCRETO DAS VIGAS

```

150 E=31.E3*SQRT(FCK)
G=0.3*E

```

C *** QUANTIAS MINIMAS DE ARMADURA

```

FYD=FYK/GS

```

```

FCD=FCK/GC

```

C *** A FLEXAO

```

ROMF=0.0025

```

C *** A CORTANTE

```

ROMC=0.325*FCK**0.6666667/FYK

```

```

Z(2)=0.0014

```

```

IF(FYK.LT.35000.)Z(2)=0.0025

```

```

IF(ROMC.LT.Z(2))ROMC=Z(2)

```

C *** VALOR LIMITE DE KMD NA ZONA 3 - VIGAS

```

ESO=FYD/21.E6+0.002*FLOAT(1-ITAC)

```

```

KXL=0.0035/(ESO+0.0035)

```

```

KZL=1.-0.4159661*KXL

```

RETURN
END

SUBROUTINE GEOME

C
C *** CARACTERISTICAS DA GRELHA
C

```
REAL INERP(50,4)
DATA KGRE/'GR'/
COMMON/RCARG/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PFRR(50),IFRRO
COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
2PDS,PDI
COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(20),IPAV,NE,
1NPV,COM5(14)
COMMON/RCAFS1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,C,X(99),Y(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,GMT(99)
COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1IC,IPES(50),IBES(99),LK
IF(IAUX.EQ.0)GO TO 10
READ(8,1040)IVIA
1040 FORMAT(A2)
IAUX=1
10 IF(IVIA.NE.KGRE)GO TO 20
IAUX=1
READ(8,1010,ERR=11)NB,NN,NA,NTL
1010 FORMAT(4I5)
GO TO 12
11 CALL ERRO(3,'B.01')
12 WRITE(5,1020)NE,IPAV,COM5
WRITE(5,1021)NB,NN,NA
IF(NB.GT.0)GO TO 14
CALL ERRO(4,'A.02')
```

```

13 FORMAT(1X,'***** NB',I10,/)
14 IF(NN.GT.0)GO TO 16
   CALL ERRO(4,'A.02')
   WRITE(5,15)NN
15 FORMAT(1X,'***** NN',I10,/)
16 IF(NA.GT.0)GO TO 18
   CALL ERRO(4,'A.02')
   WRITE(5,17)NA
17 FORMAT(1X,'***** NA',I10,/)
18 WRITE(53'1)NB,NN,NA,NTL
   GO TO 60
20 IAUX=0
   READ(53'1)NB,NN,NA,NTL
   WRITE(5,1020)NE,IPAV,COM5
1020 FORMAT('11',4X,119(' '),//,5X,'ESTRUTURA',14,' - CARACTERIS'
11'ICAS GEOMETRICAS DO PAVIMENTO',13,' - ',14A4,/,5X,
11'19(' '))
   WRITE(5,1021)NB,NN,NA
1021 FORMAT(/,5X,'DADOS GERAIS',/,5X,12(' '),/,5X,13,' BARRAS '
11'/1,13,' NOS /1,13,' PILARES')
60 I=0
   IMAX=NN*(NN+1)/2
C *** COORDENADAS DOS NOS
   WRITE(5,1090)
1090 FORMAT(/,5X,'COORDENADAS DOS NOS (M)',/,5X,23(' '),/,5X,
11'NO',11,9X,'X',9X,'Y',4X,'S',/)
   IF(IVIA.NE.KGRE)GO TO 70
   DO 30 M=1,NN
   READ(8,1030,ERR=21)J,X(J),Y(J),IPES(J)
1030 FORMAT(15,2F10.0,15)
   GO TO 22
21 CALL ERRO(2,'B.02')
22 WRITE(5,1100)J,X(J),Y(J),IPES(J)
1100 FORMAT(5X,13,2F10.2,15)
   IS4=M
   WRITE(54'154)J,X(J),Y(J),IPES(J)
30 I=I+J
   WRITE(5,1091)
1091 FORMAT(/,5X,'S - INDICE DE INDICACAO DE SIMETRIA DOS NOS')
   GO TO 90
70 DO 80 M=1,NN
   IS4=M
   READ(54'154)J,X(J),Y(J),IPES(J)
   WRITE(5,1100)J,X(J),Y(J),IPES(J)
80 I=I+J
   WRITE(5,1091)
90 IF(I=IMAX)40,50,40
40 CALL ERRO(1,'A.01')
50 RETURN
END

```

SUBROUTINE GEOMH

C

C *** CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DAS BARRAS

C

```

      REAL INERP(50,4),M1
      DATA KBAR/'BA1'/
      DIMENSION EPX(2),EPY(2),JKJ(2)
      COMMON/RCAVIG/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AO,HT,HJ,IPARE,
1 CVB(99)
      COMMON/RCAEQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PFRR(50),IFRRQ
      COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,X(99),Y(99),JK(99,2),
1 B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
2 50),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,GMT(99)
      COMMON/RCAPI/ CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
1 30,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,ARFAP(50,2),
2 PDS,PDI
      COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(360),LLI,IDI,
1 IC,IPES(50),IBES(99),LK
      I=0
      IMAX=NB*(NB+1)/2
      LB=0
      IF(IAUX.EQ.0)GO TO 230
      READ(8,1000)IVIA
1000  FORMAT(A2)
      IAUX=1
      230  IF(IVIA.NE.KBAR)GO TO 250
      IAUX=1
      240  READ(8,1030,ERR=231,DATA=231)VIG,J,(JKJ(K),K=1,2),BB,HB,
1 (EPX(K),EPY(K),K=1,2),IBESJ
1030  FORMAT(A3,I2,2I5,6F10.0,15)
      GO TO 232
      231  CALL ERRO(15,'B.09')
      232  IF(J.EQ.0)GO TO 260
      JK(J,1)=JKJ(1)
      JK(J,2)=JKJ(2)
      B(J)=BB
      H(J)=HB
      IBES(J)=IBESJ
      IF(B(J)-1.E-4)241,241,242
      241  B(J)=BJ
      H(J)=HJ
      GO TO 243
      242  BJ=B(J)
      HJ=H(J)
      243  ISB=J
      WRITE(58,158)VIG,J,IBES(J),JK(J,1),JK(J,2),B(J),H(J),EPX(1),EPY(1),
1 EPX(2),EPY(2)
      GO TO 240
      250  IAUX=0
      260  DO 100 M=1,NB
      ISB=M
      READ(58,158)VIG,J,IBES(J),JK(J,1),JK(J,2),B(J),H(J),EPX(1),EPY(1),
1 EPX(2),EPY(2)
      CVB(J)=VIG
      K=JK(J,1)
      L=JK(J,2)
C *** EXCENTRICIDADES NO SISTEMA GLOBAL
      IF(NS(K))20,20,30
      20  CODIP(K,1)=1.
      CODIP(K,2)=0.
      GO TO 40
      30  IF(NS(L))50,50,40
      50  CODIP(L,1)=1.
      CODIP(L,2)=0.

```



```

40 EGIY=EPY(1)*CODIP(L,1)+EPX(1)*CODIP(L,2)
   EGIX=EPX(1)*CODIP(L,1)-EPY(1)*CODIP(L,2)
   EGJY=EPY(2)*CODIP(K,1)+EPX(2)*CODIP(K,2)
   EGJX=EPX(2)*CODIP(K,1)-EPY(2)*CODIP(K,2)
C *** CALCULO DOS MOMENTOS DE INERCIA
   IF(B(J)=H(J))200,210,210
200 B1=B(J)
   H1=H(J)
   GO TO 220
210 B1=H(J)
   H1=B(J)
220 XIX(J)=(1./3.*0.21*B1/H1*(1.-(B1/H1)**4/12.))*H1*B1**3
   YIY(J)=B(J)*H(J)**3/12.
C *** CALCULO DOS COSENO DIRETORES
   C(J)=SQRT(((X(L)+EGJX)-(X(K)+EGIX))**2+((Y(L)+EGJY)-(Y(K)+
1 EGIY))**2)
   CX(J)=((X(L)+EGJX)-(X(K)+EGIX))/C(J)
   CY(J)=((Y(L)+EGJY)-(Y(K)+EGIY))/C(J)
C *** EXCENTRICIDADE NO SISTEMA DO ELEMENTO
   EMIXL=EGIX*CX(J)+EGIY*CY(J)
   EMIYL=EGIY*CX(J)-EGIX*CY(J)
   EMJXL=EGJX*CX(J)+EGJY*CY(J)
   EMJYL=EGJY*CX(J)-EGJX*CY(J)
C *** ELEMENTOS DA MATRIZ DE TRANSLACAO
   EMX(J,1)=-EMIXL
   EMY(J,1)=EMIYL
   EMX(J,2)=-EMJXL
   EMY(J,2)=EMJYL
C *** LARGURA DE BANDA
   K=3*(IABS(L-K)+1)
   IF(K-LB)100,100,90
90 LB=K
100 I=I+J
   WRITE(5,1040)
1040 FORMAT(/,5X,'CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DAS BARRAS',/,5X,
138(' '),/)
   WRITE(5,1050)
1050 FORMAT(5X,111(' '),/,10X,'*',7X,'*',6X,'INOSI',6X,'*',5X,'SEI'
1'CAO',6X,'*',5X,'INERCIAS',5X,'*',2X,'VAO',6X,'INICIO'
2,6X,'*',6X,'FIM')
   WRITE(5,1051)
1051 FORMAT(5X,'VIGA * BARRA *',15X,'* BASE ALTURA * DIR XI,
14X,'DIR Y *',6X,2(' * EXC X EXC Y '),1 'S')
   WRITE(5,1052)
1052 FORMAT(10X,'*',7X,'* INICIO FIM * (M)',5X,'(M) * (M'
1'4)',6X,'(M4) * (M)',2(' * (M)',5X,'(M) '),/,5X,
2111(' '),/)
   DO 150 J=1,NB
   WRITE(5,1060)CVB(J),J,(JK(J,K),K=1,2),B(J),H(J),XIX(J),
1YIY(J),C(J),EMX(J,1),EMY(J,1),EMX(J,2),EMY(J,2),IBES(J)
1060 FORMAT(5X,'V',A3,4X,I3,3X,2I7,1X,2F8.3,1X,2F9.5,F7.2,
12F8.2,1X,2F8.2,I5)
150 YIY(J)=YIY(J)*(1.-FLOAT(IBES(J))/2.)
   WRITE(5,1070)
1070 FORMAT(/,5X,'S = INDICE DE INDICACAO DE SIMETRIA NAS BARRA'
1'S',/)
   LBM=60
   IF(I=IMAX)110,120,110
110 CALL ERRO(16,'A.07')
120 IF(LB=LBM)140,140,130
130 CALL ERRO(17,'A.08')
140 RETURN
END

```

SUBROUTINE GEOMP

C *** CARACTERISTICAS GEOMETRICAS E ELASTICAS DOS APOIOS

C

REAL INERP(50,4)

DATA KPIL/'PI'/

DIMENSION GPILAR(6),NS1(50),LR(50)

COMMON/RCARG/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),IFERRQ

COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,X(99),Y(99),JK(99,2),
 1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LC(

250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
 COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,

1IC,IPES(50),IBES(99),LK
 COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(

130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,ARFAP(50,2),

2PDS,PDI
 COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(50),IPAV,NE,

1NPV,COM5(14)
 COMMON/RGEPI/PILX(30,50),PILY(30,50),ICOR

I=0

LK=0

ICOR=1

C *** CARACTERISTICAS DOS APOIOS ELASTICOS

IF(IAUX.EQ.0)GO TO 50

READ(8,1210)IVIA

1210 FORMAT(A2)

IAUX=1

50 IF(IVIA.NE.KPIL)GO TO S3

IAUX=1

READ(8,1070,ERR=12)PDI,PDS

1070 FORMAT(2F10,0)

GO TO 13

12 CALL ERRO(6,'B.04')

13 IF(PDS.EQ.0.)PDS=1.E10

IF(PDI.EQ.0.)PDI=1.E10

ISS=IPAV

WRITE(55'ISS)PDI,PDS

51 READ(8,1080,ERR=10)NP,(GPILAR(J),J=1,6),NPP

1080 FORMAT(I5,6F10,0,I5)

GO TO 11

10 CALL ERRO(5,'B.03')

11 I=I+1

IF(NP.EQ.0)GO TO 52

DO 14 J=1,6

14 PILAR(NP,J)=GPILAR(J)

LC(NP)=NPP

IF(LC(NP).EQ.0)LC(NP)=NP

LR(I)=NP

GO TO 51

52 I=I-1

DO 15 K=1,I

NP=LR(K)

IS6=LR(K)

WRITE(56'IS6)NP,LC(NP),PILAR(NP,1),PILAR(NP,2),PILAR(NP,3),PILAR(N

1P,4),PILAR(NP,5),PILAR(NP,6)

15 CONTINUE

IF(I.NE.NA)GO TO 54

DO 56 I=1,NA

NS(I)=LR(I)

56 CONTINUE

GO TO 54

53 IAUX=0

ISS=IPAV

WRITE(55'ISS)PDI,PDS

```

READ(55,'I55')PDI,PDS
I81=IPAV
WRITE(81,'I81')NS,LC
I82=IPAV
WRITE(82,'I82')LC
DO 55 I=1,NA
I56=NS(I)
  READ(56,'I56')NP,LC(NP),PILAR(NP,1),PILAR(NP,2),PILAR(NP,3),PILAR(N
1P,4),PILAR(NP,5),PILAR(NP,6)
  NZ=LC(NP)
  PILX(IPAV,NZ)=PILAR(NP,3)
  PILY(IPAV,NZ)=PILAR(NP,4)
55 CONTINUE
  WRITE(5,1130)
1130 FORMAT(//,5X,'PEI' PIREITO (M)',/,5X,15(' '))
  IF(PDS.EQ.1,E10)WRITE(5,1131)PDI
1131 FORMAT(/,5X,'INFERIOR',F7.3)
  IF(PDI.EQ.1,E10)WRITE(5,1132)PDS
1132 FORMAT(/,5X,'SUPERIOR',F7.3)
  IF(PDI.NE.1,E10,AND,PDS.NE.1,E10)WRITE(5,1133)PDI,PDS
1133 FORMAT(/,5X,'INFERIOR',F8.3,10X,'SUPERIOR',F8.3)
  I55=IPAV
  WRITE(55,'I55')PDI,PDS
  IF(IERRO.EQ.1)GO TO 29
  WRITE(5,1110)
1110 FORMAT(//,5X,'CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DOS PILARES',/,
15X,39(' '),///,5X,123(' '),/,12X,'* DIMENSÕES DOS PILAR'
2'ES',7X,'* ANGULOS ALFAS * AREA DOS PILARES *',12X,
3'INERCIA DOS PILARES',/,5X,'PIL NO * X=INF. Y=INF. X=SUP'
4'Y=SUP. * INF. SUP. *',7X,1INF,1,6X,1SUP,1,5X,
5'X=INF. Y=INF. X=SUP. Y=SUP.',/,12X,1*1,3X,1(M)1,
63(5X,1(M)1),2X,1*1,6X,1(RAD)1,6X,1*1,2(6X,1(M2)1),1*1,
74(6X,1(M4)1),/,5X,123(' '),/)
  DO 20 IP=1,NA
  NP=NS(IP)
  I=LC(NP)
C *** TRANSFORMAÇÃO DO ÂNGULO DO PILAR EM RADIANS
  DO 21 K=5,6
    21 PILAR(NP,K)=PILAR(NP,K)*0.0174532
C *** MOMENTOS DE INERCIA DOS PILARES
  M=5
  N=5
  L1=1
  L2=0
  DO 22 K=1,4
    INERP(NP,K)=(FLOAT(L1)*PILAR(NP,K)*PILAR(NP,K+L1)**3/12.)*
1FLOAT(L2)*PILAR(NP,K)*PILAR(NP,K+L2)**3/12.
    CODIP(NP,K)=COS(PILAR(NP,M))*FLOAT(L1)*SIN(PILAR(NP,N))*
1FLOAT(L2)
    N=M+L2
    M=N+L2-L1
    L3=L2
    L2=L1
  22 L1=L3
  DO 23 K=1,2
C *** CÁLCULO DA ÁREA DE CADA PILAR
    23 AREAP(NP,K)=PILAR(NP,2*K)*PILAR(NP,2*K+1)
C *** CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ DOS PILARES
    XINER=INERP(NP,1)*CODIP(NP,1)**2+
1INERP(NP,2)*CODIP(NP,2)**2
    YINER=INERP(NP,1)*CODIP(NP,2)**2+
1INERP(NP,2)*CODIP(NP,1)**2
    RAE(IP,1)=4.*E*XINER/PDI
    RAE(IP,2)=4.*E*YINER/PDI
    ICW=0

```

```

ICW=10
RAE(IP,1)=PILAR(NP,1)
RAE(IP,2)=PILAR(NP,2)
INERP(NP,1)=PDI*RAE(IP,1)/4./E
INERP(NP,2)=PDI*RAE(IP,2)/4./E
44 RAE(IP,3)=E*4.E12
C *** COEFFICIENTES SUPERIORES+INFERIORES
IF(PILAR(NP,3).GE.100.)GO TO 45
XINER=INERP(NP,3)*CODIP(NP,3)**2+
1 INERP(NP,4)*CODIP(NP,4)**2
YINER=INERP(NP,3)*CODIP(NP,4)**2+
1 INERP(NP,4)*CODIP(NP,3)**2
RAE(IP,1)=RAE(IP,1)+4.*E*XINER/PDS
RAE(IP,2)=RAE(IP,2)+4.*E*YINER/PDS
GO TO 46
45 RAE(IP,1)=RAE(IP,1)+PILAR(NP,3)
RAE(IP,2)=RAE(IP,2)+PILAR(NP,4)
INERP(NP,3)=PDS*PILAR(NP,3)/4./E
INERP(NP,4)=PDS*PILAR(NP,4)/4./E
ICW=ICW+1
IF(PDI.EQ.1.E10)GO TO 47
IF(ICW.EQ.11)WRITE (5,1311)I,(INERP(NP,J),J=1,4)
1311 FORMAT(7X,I3,78X,4(F10.5))
IF(ICW.EQ.1)WRITE(5,1301)I,(PILAR(NP,J),J=1,2),PILAR(NP,
15),AREAP(NP,1),(INERP(NP,J),J=1,4)
1301 FORMAT(7X,I3,2X,2(F8.3),18X,F8.4,11X,F10.4,13X,4(F10.5))
GO TO 20
47 *WRITE(5,1401)I,(INERP(NP,J),J=3,4)
1401 FORMAT(7X,I3,98X,2F10.5)
GO TO 20
46 IF(PDS.EQ.1.E10)GO TO 48
IF(PDI.EQ.1.E10)GO TO 49
IF(ICW.EQ.0)*WRITE(5,1180)I,(PILAR(NP,J),J=1,6),AREAP(NP,
1J),J=1,2),(INERP(NP,J),J=1,4)
1180 FORMAT(7X,I3,2X,4(F8.3),2X,2(F8.4),3X,2(F10.4),3X,4(F10.5))
IF(ICW.EQ.10)WRITE(5,1310)I,(PILAR(NP,J),J=3,4),PILAR(NP,
16),AREAP(NP,2),(INERP(NP,J),J=1,4)
1310 FORMAT(7X,I3,18X,2(F8.3),10X,F8.4,13X,F10.4,3X,4(F10.5))
GO TO 20
48 IF(ICW.EQ.0)WRITE(5,1400)I,(PILAR(NP,J),J=1,2),PILAR(NP,
65),AREAP(NP,1),(INERP(NP,J),J=1,2)
1400 FORMAT(7X,I3,2X,2F8.3,18X,F8.4,11X,F10.4,13X,5F10.5)
IF(ICW.EQ.10)WRITE(5,1510)I,(INERP(NP,J),J=1,2)
1510 FORMAT(7X,I3,78X,2F10.5)
GO TO 20
49 IF(ICW.EQ.0)WRITE(5,1500)I,(PILAR(NP,J),J=3,4),PILAR(NP,
16),AREAP(NP,2),(INERP(NP,J),J=3,4)
1500 FORMAT(7X,I3,18X,2F8.3,10X,F8.4,13X,F10.4,23X,5F10.5)
20 CONTINUE
29 IF(ICIMP.LE.1)GO TO 28
WRITE(5,1190)
1190 FORMAT(/,5X,'CARACTERISTICAS ELASTICAS DOS APOIOS',/,5X,
137(' '),/,12X,' CONSTANTES ELASTICAS ',/,5X,
2'APOIO',6X,'DIR. X',4X,'DIR. Y',/)
DO 27 I=1,NA
27 WRITE(5,1200)I,(RAE(I,J),J=1,2)
1200 FORMAT(7X,I3,2X,2F10.3)
C *** CONDICAO DE SIMETRIA
28 DO 34 I=1,NA
K1=1
NP=NS(I)
IPES1=IPES(NP)
NDSOR=10
DO 33 K=1,2
ICSMT=IPES1/NDSOR

```

```

IF(ICSMT)32,32,31
31 RAE(I,K)=RAE(I,K)*10.E20
   K1=K1+K
   IPES1=IPES1-ICSMT*NDSQR
32 NDSQR=NDSQR/10
33 CONTINUE
   GO TO (34,41,42,34),K1
41 RAE(I,2)=RAE(I,2)/2.
   GO TO 34
42 RAE(I,1)=RAE(I,1)/2.
34 CONTINUE
   DO 38 I=1,NN
   IF(IPES(I))36,38,36
36 DO 37 K=1,NA
   IF(NS(K)-1)37,38,37
37 CONTINUE
   LK=LK+1
   NS1(LK)=I
38 CONTINUE
   DO 43 I=1,LK
   NP=NS1(I)
   LK1=NA+I
   NS(LK1)=NS1(I)
   NDSQR=10
   IPES1=IPES(NP)
   DO 35 K=1,2
   ICSMT=IPES1/NDSQR
   IF(ICSMT)40,40,39
39 RAE(LK1,K)=42.E16*E
   IPES1=IPES1-ICSMT*NDSQR
40 NDSQR=NDSQR/10
35 CONTINUE
43 CONTINUE
   RETURN
   END

```

SUBROUTINE DLAJE

C *** DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

C

REAL KMDL,KXL,M2

DATA CAA,CAB/' A',' H' /

COMMON/RCARQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),TERRD

COMMON/RCAES1/NB,NN,N₂,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
18(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(20),IPAV,NE,1NPV,COM5(14)
COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23),XX(6)COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVFR

C *** INCIDENCIAS E PROPRIEDADES DAS LAJES

WRITE(5,502)COM1,COM2,COM3,NE,IPAV

502 FORMAT('1',5X,119('1*'),//,3(5X,20A4,/),/,5X,119('1*'),//,5X,
1'ESTRUTURA',14,' - DADOS GEOMETRICOS E TOPOLOGICOS DAS LAJ'
2'ES DO PAVIMENTO',14,/,5X,119('1*'))

WRITE(5,501)NTL

501 FORMAT(/,5X,'PAVIMENTO C/1,I3,' LAJES')

IF(IAUX.EQ.0)GO TO 2

READ(8,7)IVIA

7 FORMAT(A2)

IAUX=1

2 CALL LLAJC

IF(IERRD.EQ.1)GO TO 6

ASSIGN 3 TO IDES

IF(ICEXC.GT.1)ASSIGN 8 TO IDES

DO 8 N=1,NTL

DO 4 KI=1,6

4 XXX(N,KI)=0.

CALL LER

QPP=2,4*DL(N)

QLL=QL

QL=QPP+QLL

PERCL=PERCL+QPP/QL

CALL LODAT

GO TO IDES,(3,8)

3 DO 9 K=1,5

CALL DISP

CALL LAJEX

CALL LAJE

CALL JNS

VAOX(N)=XL

VAOY(N)=YL

9 CONTINUE

8 CONTINUE

IPAV1=IPAV+1

IF(IPAV.GE.2)PERR(IPAV1)=PERCL/NTL

IF(ICEXC.GT.1)GO TO 6

WRITE(5,110)NE,IPAV

110 FORMAT('1',4X,119('1*'),//,5X'ESTRUTURA',14,' - DIMENSIONA'
1'MENTO E ESFORÇOS NAS LAJES DO PAVIMENTO',14,/,119('1*'))

WRITE(5,111)FYKL,ITACL,GS,FCKL,GC,CVFR

111 FORMAT(/,5X,'RESISTENCIAS E COEFICIENTES DE SEGURANCA DOS '

24X,'GS',F5.2,/,6X,'CONCRETO',F12.2,2X,'T/M2',74X,'GC',F5.2,
3//,5X,'RECOB. RELATIVO',F6.2,/))

DO 35 N=1,NTL

CALL ESCHA

CALL DIMEN

35 CONTINUE

6 RETURN

END

SUBROUTINE LLAJC

C *** LEITURA E GRAVACAO EM DISCO DOS DADOS DAS LAJES .

DATA KLAJ/'LA'/'

DIMENSION NIL(12)

COMMON/RCARQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),IFRRO

COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23),XX(6)

IF(IVIA.NE.KLAJ)GO TO 4

IAUX=1

C *** DIMENSOES E CARGAS

2 READ(8,1,ERR=6)NL,(KKK(J),J=1,4),XL,YL,DL(NL),QL

IF(DL(NL).EQ.0.)DL(NL)=0.1

IF(QL.EQ.0.)QL=0.2

GO TO 7

6 CALL ERRO(13,'B.07')

GO TO 12

7 IF(NL.EQ.0)GO TO 5

I63=NL

WRITE(63'I63)NL,XL,YL,DL(NL),QL,

1KKK(1),KKK(2),KKK(3),KKK(4)

C *** VIGAS ADJACENTES (ATE' 3 POR BORDO)

12 READ(8,3,ERR=8)((IV(J,K),K=1,3),J=1,4)

GO TO 11

8 CALL ERRO(14,'B.08')

11 I64=NL

```

C *** WRITE(64,I64)((IV(J,K),K=1,3),J=1,4)
LAJES ADJACENTES (ATE' 3 POR BORDO)
READ(8,3,ERR=9)(NIL(J),J=1,12)
GO TO 10
9 CALL ERRO(14,'B.08')
10 I65=NL
WRITE(65,I65)(NIL(J),J=1,12)
GO TO 2
4 IAUX=0
5 RETURN
1 FORMAT(5I5,4F10.0)
3 FORMAT(12I5)
END

```

SUBROUTINE LER

```

C ***
C *** LEITURA EM DISCO DOS DADOS DAS LAJES
C
  DIMENSION NIL(12)
  COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23),XX(6)
  COMMON/RCARG/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50)
  I63=N
  I64=N
  I65=N
C *** DIMENSÕES E CARGAS
  READ(63,I63)NL,XL,YL,DL(NL),QL,
1KKK(1),KKK(2),KKK(3),KKK(4)
C *** VIGAS ADJACENTES (ATE' 3 POR BORDO)
  READ(64,I64)((IV(J,K),K=1,3),J=1,4)
C *** LAJES ADJACENTES (ATE' 3 POR BORDO)
  READ(65,I65)(NIL(J),J=1,12)
  WRITE(5,2)NL,XL,YL,DL(NL),QL,(KKK(J),J=1,4)
  WRITE(5,4)((IV(J,K),K=1,3),J=1,4)
  WRITE(5,6)(NIL(J),J=1,12)
2 FORMAT(//5X'LAJE',I3,/,5X,7(' '),/,5X,'LADO=X    LADO=Y',
17X,'ESP',6X,'CARGA    C.BORDO',/,F11.3,3F10.3,6X,4I1)
4 FORMAT(//,5X,'BARRAS ADJACENTES',/,5X,'BORDO=1    BORDO=2'
1'    BORDO=3    BORDO=4',/,5X,4(I2,2I3,2X))
6 FORMAT(/,5X,'LAJES ADJACENTES',/,5X,'BORDO=1    BORDO=2'
1'    BORDO=3    BORDO=4',/,5X,4(I2,2I3,2X))

```



```

C *** MODIFICACAO DO INDICE DE INCIDENCIA DAS LAJES
  IT=4*(NL-1)
  DO SK=1,4
    ITT=IT+K
  DO SJ=1,3
    IN=3*(K-1)+J
5  IBOR(ITT,J)=NIL(IN)
  RETURN
  END

```

SUBROUTINE LQDAT

```

C *** DESCARREGAMENTO DAS LAJES NAS VIGAS
C

```

```

  COMMON/RCAFS1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,F,Q(99),S(99),JK(99,2),
10(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCO,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
  DIMENSION IKI(4)
  COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),VX,VY,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K2,NL,VAOX(50),VAOY(50),IV(
24,3),XX(6)
  DO 15J=1,4
    IF(KKK(J)=1)3,4,4
3  IKI(J)=KKK(J)
  GO TO 15
4  IKI(J)=1
15 CONTINUE
  I=8*IKI(1)+4*IKI(2)+2*IKI(3)+IKI(4)+1
  IF(VX=VY)40,50,50
40 C1=0.
  C2=QL
  S1=VX
  VX=VY
  VY=S1
  GO TO (60,140,70,150,80,160,90,170,100,180,170,190,120,200,
1130,60),I
50 C1=QL
  C2=0.

```

```

1200,60),I
60 A=45.
   B=45.
   G=45.
   GO TO 210
70 A=30.
   B=45.
   G=45.
   GO TO 210
80 A=45.
   B=45.
   G=60.
   GO TO 210
90 A=30.
   B=45.
   G=60.
   GO TO 210
100 A=45.
   B=30.
   G=30.
   GO TO 210
110 A=30.
   B=30.
   G=30.
   GO TO 210
120 A=45.
   B=30.
   G=45.
   GO TO 210
130 A=30.
   B=30.
   G=45.
   GO TO 210
140 A=60.
   B=60.
   G=45.
   GO TO 210
150 A=45.
   B=60.
   G=45.
   GO TO 210
160 A=60.
   B=60.
   G=60.
   GO TO 210
170 A=45.
   B=60.
   G=60.
   GO TO 210
180 A=60.
   B=45.
   G=30.
   GO TO 210
190 A=45.
   B=45.
   G=30.
   GO TO 210
200 A=60.
   B=45.
   G=45.
210 A=A*0.01745329
     B=B*0.01745329
     G=G*0.01745329
     S4=VY/(COS(B)+SIN(B)*COS(A)/SIN(A))
     S1=VY*S4*SIN(B)/2.

```

```

S3=VY*S4*COS(B)*SIN(G)/(P.*COS(G))
S4=VX*VY-S1-S2-S3
QT(1)=C1*S1/VY+C2*S2/VX
QT(2)=C1*S2/VX+C2*S3/VY
QT(3)=C1*S3/VY+C2*S4/VX
QT(4)=C1*S4/VX+C2*S1/VY
C --- DISTRIBUICAO DO CARREGAMENTO DAS LAJES NAS VIGAS
DO 260 I=1,4
DO 260 J=1,3
K=IV(I,J)
IF(K)260,260,270
270 Q(K)=Q(K)+QT(I)
260 CONTINUE
RETURN
END

```

SUBROUTINE LAJE

```

C *** CALCULO DOS MOMENTOS - PROCESSO DE MARCUS
C

```

```

COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DD(50),XXX(50,
16),XL,YL,Q,KJJ,K,XM,YM,XN,YN,KK,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(
24,3),XX(6)
VX=XL
VY=YL
D=DD(N)
IF(VY-VX)1,2,2
1 A=VX
VX=VY
VY=A
2 IF(D-1.E-5)4,4,3
3 B=D
GO TO 5
4 D=B
5 IF(Q-1.E-5)7,7,6
6 C=Q
GO TO 8
7 Q=C
8 R=VY/VX
IF(R-2.)9,9,10
9 GO TO (11,22,33,44,55,66,77,88,99),K
11 XK=R**4/(R**4+1.)
CX=8.
CY=8.

```

```

EY=0.
GO TO 12
22 XK=2.*R**4/(2.*R**4+5.)
CX=8.
CY=128./9.
EX=0.
EY=8.
GO TO 12
33 XK=5.*R**4/(5.*R**4+2.)
CX=128./9.
CY=8.
EX=8.
EY=0.
GO TO 12
44 XK=R**4/(R**4+5.)
CX=8.
CY=24.
EX=0.
EY=12.
GO TO 12
55 XK=5.*R**4/(5.*R**4+1.)
CX=24.
CY=8.
EX=12.
EY=0.
GO TO 12
66 XK=R**4/(R**4+1.)
CX=128./9.
CY=128./9.
EX=8.
EY=8.
GO TO 12
77 XK=R**4/(R**4+2.)
CX=128./9.
CY=24.
EX=8.
EY=12.
GO TO 12
88 XK=2.*R**4/(2.*R**4+1.)
CX=24.
CY=128./9.
EX=12.
EY=8.
GO TO 12
99 XK=R**4/(R**4+1.)
CX=24.
CY=24.
EX=12.
EY=12.
GO TO 12
10 GO TO (111,111,222,111,333,222,222,333,333),K
111 CX=8.
CY=8.
EX=0.
GO TO 13
222 CX=128./9.
CY=128./9.
EX=8.
GO TO 13
333 CX=24.
CY=24.
EX=12.
GO TO 13
12 XM=XK*Q*VX**2/CX*(1.-20.*XK/(3.*CX*R**2))
YM=(1.-XK)*Q*VY**2/CY*(1.-20.*(1.-XK)*R**2/(3.*CY))

```

```

13 XK=1,
   EY=0,
   XM=XK*Q*VX**2/CX
   YM=(1,-XK)*Q*VY**2/CY
14 IF(YM=XM/4.)30,31,31
30 YM=XM/4,
   GO TO 34
31 IF(XM=YM/4.)32,34,34
32 XM=YM/4,
34 IF(EX-1.E-5)15,15,16
15 XN=0,
   GO TO 17
16 XN=XK*Q*VX**2/EX
17 IF(EY-1.E-5)18,18,19
18 YN=0,
   GO TO 20
19 YN=(1,-XK)*Q*VY**2/EY
20 RETURN
   END

```

SUBROUTINE DISP

C *** ANALISE DO TIPO DE BORDO DA LAJE

```

COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23),XX(6)
   GO TO(1,2,2,2,2),K
1 DO 6J=1,4
   IF(KKK(J)-1)9,9,8
8 JJJ(J)=1
   GO TO 6
9 JJJ(J)=0
6 CONTINUE
   GO TO 100
2 KT=K-1
   DO 10J=1,4
   IF(KT-J)11,12,11
12 IF(KKK(KT)-1)14,13,13
13 JJJ(J)=1
   GO TO 10
14 JJJ(J)=KKK(J)
   GO TO 10
11 IF(KKK(J)-1)15,15,16
15 JJJ(J)=0
   GO TO 10
16 JJJ(J)=1
10 CONTINUE

```

RETURN
END

SUBROUTINE LAJEX

C
C *** COMPLEMENTACAO DE "DISP"

C

```
COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,  
16),XL,YL,QL,JISP,K,XM,YM,XN,YN,L,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,  
23),XX(6)  
IF(XL=YL)10,10,20  
10 GO TO(1,2,3,6,2,4,6,7,3,6,5,8,6,7,8,9),JISP  
20 GO TO(1,3,2,6,3,5,6,8,2,6,4,7,6,8,7,9),JISP  
1 K=1  
RETURN  
2 K=2  
RETURN  
3 K=3  
RETURN  
4 K=4  
RETURN  
5 K=5  
RETURN  
6 K=6  
RETURN  
7 K=7  
RETURN  
8 K=8  
RETURN  
9 K=9  
RETURN  
END
```

SUBROUTINE ESCHA

C
C *** COMPARACAO DOS MOMENTOS NOS ENGASTES

C

```
DIMENSION X1(3)  
COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DD(50),XXX(50,  
16),XL,YL,Q,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K2,KI,VAOX(50),VAOY(50),IV(  
24,3),XX(6)  
DO 35 IK=1,4  
KZ=0  
KK=4*(KI-1)+IK  
GO TO (15,20,25,30),IK  
15 KA=5  
GO TO 31  
20 KA=6  
GO TO 31  
25 KA=3  
GO TO 31  
30 KA=4  
31 DO 32 JI=1,3  
IB=IBOR(KK,JI)  
KZ=KZ+IB  
IF(1B)70,70,71  
70 X1(JI)=0.  
GO TO 32  
71 X1(JI)=XXX(1B,KA)*0.8  
32 CONTINUE  
IF(KZ)90,90,100
```

```

GO TO 37
100 IF(X1(1)-X1(2))33,33,34
33 X1(1)=X1(2)
34 IF(X1(1)-X1(3))36,36,37
36 X1(1)=X1(3)
37 X2=XXX(KI,IK+2)*0.8
X3=(X1(1)+X2)/1.6
IF(X1(1)-X2)40,40,45
40 X1(1)=X2
45 IF(X1(1)-X3)50,50,55
50 X1(1)=X3
C --- MOMENTO NEGATIVO - JA COMPARADO
55 XX (IK+2)=X1(1)
C --- MOMENTOS POSITIVOS
XX(1)=XXX(KI,1)
35 XX(2)=XXX(KI,2)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE JNS
C ***
C *** RENUMERACAO DOS MOMENTOS DAS LAJES
C
DIMENSION XYN(4)
COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XN,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23),XX(6)
IF(XL=YL)1000,1000,1001
1000 DO 1020 J=1,4
GO TO (1010,1011,1010,1011),J
1010 XYN(J)=JJJ(J)*XN
GO TO 1020
1011 XYN(J)=JJJ(J)*YN
1020 CONTINUE
GO TO 1040
C --- RETORNO DOS MOMENTOS PARA SUAS DIRECOES CERTAS
1001 XXM=XM
XM=YM
YM=XXM
DO 1030 J=1,4
GO TO (1013,1012,1013,1012),J
1012 XYN(J)=JJJ(J)*XN
GO TO 1030
1013 XYN(J)=JJJ(J)*YN
1030 CONTINUE
C --- MOMENTO POSITIVO - DIR X
1040 IF(XXX(N,1)-XM)1050,1060,1060

```

```

C --- MOMENTOS POSITIVO - DIR 1
1060 IF(XXX(N,2)=YM)1070,1080,1080
1070 XXX(N,2)=YM
1080 DO 2000 II=1,4
      IF(XXX(N,II+2)=XYN(II))1090,2000,2000
C --- MOMENTOS DE ENGASTE
1090 XXX(N,II+2)=XYN(II)
2000 CONTINUE
      RETURN
      END

```

SUBROUTINE DIMEN

```

C
C *** DETERMINACAO DAS ARMADURAS DAS LAJES
C

```

```

      REAL KX2,KZ2,KMD2,KZ,KMD,KXL,KZL,KMDL,M2
      DIMENSION SFL(6),IVE(6),VAO(6)
      COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23),XX(6)
      COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
      H=DL(N)*(1.-CVER)
      FYDL=FYKL/GS
      ESO=FYDL/21.E6+0.002*FLOAT(1-ITACL)
      FCDL=FCKL/GC

```

```

C *** LIMITE DA ZONA 3
      KX2=0.0035/(ESO+0.0035)
      KZ2=1.-0.4159661*KX2
      KMD2=0.6880953*KX2*KZ2

```

```

C *** FERRAGEM MINIMA
      SFL1=10.*H

```

```

C *** VALORES DOS KMD'S
      DO 107 K1=1,6
      IF(XX(K1))101,100,101
100 IVE(K1)=2
      GO TO 107
101 KMD=GF*XX(K1)/(H*H*FCDL)
      IF(KMD-KMD2)102,102,106

```



```

CALL TABLA(CVER,KMD,KZ,ES,ESSUP)
CALL ACO(ES,0.,FYDL,SS,ITACL)
SFL(K1)=GF*XX(K1)/(H*KZ)/SS(1)*1.E4
IF(SFL(K1).LE.SFL1)SFL(K1)=SFL1
IVE(K1)=1
GO TO 107
106 IVF(K1)=3
107 CONTINUE
WRITE(5,108)N,DL(N)
108 FORMAT(//,5X,'LAJE NR:',13,/,5X,11(' '),//,5X,'ESPESSURA ('
1'M) =',F5,2,/,5X,58(' ')
2),/,25X,'FERRAGEM P/',/,5X,'DIRECAO MOMENTO METRO DE V'
3'AO VAO OBSERVACOES',/,17X,'(MT)',8X,'(CM2)',7X,'(M)',
4/,5X,58(' '),/)
DO 109 K1=1,6,2
109 VAO(K1)=VAOY(N)
DO 110 K1=2,6,2
110 VAO(K1)=VAOX(N)
DO 111 K1=1,6
GO TO (112,114,116),IVE(K1)
112 WRITE(5,113)K1,XX(K1),SFL(K1),VAO(K1)
113 FORMAT(5X,14,F13.4,F12.3,F11.3)
GO TO 111
114 WRITE(5,115)K1
115 FORMAT(5X,14,38X,'APOIO SIMPLES')
GO TO 111
117 FORMAT(5X,14,F13.4,7X,5(' '),F11.3,2X,'FSP.INSUFICIENTE')
116 WRITE(5,117)K1,XX(K1),VAO(K1)
111 CONTINUE
RETURN
END

```

WARNING:THE SUBROUTINE "TABLA" WAS NOT FOUND

WARNING:THE SUBROUTINE "ACO" WAS NOT FOUND

NUMBER OF CARDS = 576.

COMPILATION TIME = 210 SECONDS ELAPSED. 9.48 SECONDS PROCESSING.
D2 STACK SIZE = 24 WORDS. FILESIZE = 374 WORDS. ESTIMATED CORE STO
TOTAL PROGRAM CODE = 1432 WORDS. ARRAY STORAGE = 1775 WORDS.
NUMBER OF PROGRAM SEGMENTS = 23. NUMBER OF DISK SEGMENTS = 65.
PROGRAM CODE FILE = (COC01001)DESEC ON PACK, COMPILER COMPILED ON 11

SUBROUTINE CARGA

C *** CARREGAMENTOS DAS VIGAS

C
C
C
REAL INERP(50,4)
DATA KCAR/ICA1/
DIMENSION AUX(6)
COMMON/RLAJE/QT(6),IBOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),QL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QP,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23)
COMMON/RCARQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),IFRRO
COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
2PDS,PDI
COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1IC,IPES(50),IBES(99),LK
COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(20),IPAV,NE,
1NPV,COM5(14)
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
NPV1=NPV+1
ASSIGN 230 TO IDESV
IF(IPAV.EQ.1)ASSIGN 231 TO IDESV
DO 60 I=1,NEQ
60 V(I)=0.
NG=3*NA
DO 70 I=1,NG
70 S(I)=0.
DO 84 M=1,NB
84 Q(M)=0.
IF(NTL)81,126,82
81 CALL ERRO(7,'A,031')
WRITE(5,71)NTL
71 FORMAT(1X,'***** NTL ',I10,///)
82 CALL DLAJE
C *** PESO PROPRIO (P. ESP. CONC. EM T/M3)
126 DO 80 M=1,NB
QK= 2.4*B(M)*H(M)
QK=QK*(1.-FLOAT(IBES(M))/2.)
QL(M)=Q(M)
80 Q(M)=QL(M)+QK
C *** LEITURA DOS NUMEROS DE LAJES,C.DIST. E C. CONC.
IF(IAUX.EQ.0)GO TO 83
READ(8,1000)IVIA
IAUX=1
1000 FORMAT(A2)
IAUX=1
83 IF(IVIA.NE.KCAR)GO TO 85
READ(8,1020,ERR=72)COM4,NBCD,NNCC,NBCDT
1020 FORMAT(20A4,/,3I5)
GO TO 73
72 CALL ERRO(8,'B,051')
73 CONTINUE
WRITE(59'1)COM4,NBCD,NNCC,NBCDT
GO TO 86
85 IAUX=0
READ(59'1)COM4,NBCD,NNCC,NBCDT
86 WRITE(5,1030)NE,IPAV,COM4
1030 FORMAT(11,4X,119(' '),//,5X,'ESTRUTURA',I4,' - CARACTERIS'
1 'TICAS DO CARREGAMENTO DO PAVIMENTO',I3,//,5X,119(' '),//,
15X,20A4,//,5X,119(' '))

```

1031 FORMAT(//,5X,'NUMERO DE CARGAS',//,9X,'CONCENTRADAS =',I3,
1/,9X,'DISTRIBUIDAS =',I3,/,9X,'DIST. TORCAO =',I3)
IF(NNCC)180,500,190
180 CALL ERRO(7,'A.03')
WRITE(5,88)NNCC
88 FORMAT(1X,'***** NNCC',I10,///)
C *** CARGAS CONCENTRADAS NOS NOS
190 WRITE(5,1060)
1060 FORMAT(//,5X,'CARGAS CONCENTRADAS NOS NOS',/5X,27(1*),//,
15X,'NO',1,4X,'MOMENTO X',3X,'MOMENTO Y',3X,'FORÇA Z',/,17X,
21(MT)',8X,'(MT)',7X,'(T)',/)
IF(IVIA.NE.KCAR)GO TO 192
DO 191 I=1,NNCC
READ(8,1070,ERR=74)K,QI,QJ,QK
1070 FORMAT(15,3F10.0)
GO TO 75
74 CALL ERRO(9,'8.06')
75 I60=I
191 WRITE(60'I60')K,QI,QJ,QK
192 DO 220 I=1,NNCC
I60=I
READ(60'I60')K,QI,QJ,QK
WRITE(5,1080)K,QI,QJ,QK
1080 FORMAT(5X,I3,4X,2(F9.2,3X),F7.2)
IF(K)200,200,210
200 CALL ERRO(10,'A.04')
210 IPAV1=IPAV-1
DO 250 J=1,NA
IF(NS(J)-K)250,240,250
240 L=K
IF(LR(K).NE.0)L=LR(K)
GO TO IDESV,(230,231)
230 CPIL1(IPAV1,L)=CPIL1(IPAV1,L)+QI
CPIL2(IPAV1,L)=CPIL2(IPAV1,L)+QJ
CPIL3(IPAV1,L)=CPIL3(IPAV1,L)-QK
GO TO 250
231 CPIL1(NPV1,L)=CPIL1(NPV1,L)+QI
CPIL2(NPV1,L)=CPIL2(NPV1,L)+QJ
CPIL3(NPV1,L)=CPIL3(NPV1,L)-QK
250 CONTINUE
IPES1=IPES(K)
NDSOR=10
DO 430 K2=1,2
ICSMT=IPES1/NDSOR
IF(ICSMT)420,420,410
410 IPES1=IPES1-ICSMT*NDSOR
420 NDSOR=NDSOR/10
ACSMT=FLOAT(ICSMT)
QI=QI*(1.-ACSMT/2.)
QJ=QJ*(1.-ACSMT/2.)
430 QK=QK*(1.-ACSMT/2.)
L=3*K
V(L-2)=QI
V(L-1)=QJ
V(L)=-QK
220 CONTINUE
500 IF(NBCD)120,160,130
120 CALL ERRO(7,'A.03')
WRITE(5,76)NBCD
76 FORMAT(1X,'***** NBCD',I10,///)
C *** CARGAS DISTRIBUIDAS NAS VIGAS
130 WRITE(5,1040)
1040 FORMAT(//,5X,'CARGAS DISTRIBUIDAS NAS VIGAS',/5X,29(1*),
1/,//,5X,'BARRA',5X,'CARGA',/,15X,'(T/M)',/)
IF(IVIA.NE.KCAR)GO TO 132

```

```

DO 131 I=1,NBCD
  READ(8,1050,ERR=77)K,QK
1050 FORMAT(I5,F10.0)
  IF(QK.EQ.0.)QK=QKANT
  QKANT=QK
  GO TO 78
77 CALL ERRO(9,'B.06')
78 I61=I
131 WRITE(61'I61)K,QK
132 DO 150 I=1,NBCD
  I61=I
133 READ(61'I61)K,QK
  WRITE(5,1099)K,QK
1099 FORMAT(5X,I5,F10.3)
  IF(K)140,140,171
140 CALL ERRO(12,'A.06')
171 IF(IASIM)150,172,150
172 QK=QK*(1.-FLOAT(IBES(K))/2.)
150 Q(K)=Q(K)+QK
160 IF(NBCDT)161,162,163
161 CALL ERRO(7,'A.03')
  WRITE(5,79)NBCDT
79 FORMAT(1X,'**** NBCDT',I10,///)
163 WRITE(5,1041)
1041 FORMAT(///,5X,'CARGAS DISTRIBUIDAS 'A TORCAO',/,5X,29(' '))
1,/,5X,'BARRA',5X,'CARGA',/,14X,'(MT/M)',/)
  IF(IVIA.NE.KCAR)GO TO 165
  QKANT=0.
  DO 164 I=1,NBCDT
  READ(8,1050,ERR=89)K,QTOR
  IF(QTOR.EQ.0.)QTOR=QKANT
  QKANT=QTOR
  GO TO 87
89 CALL ERRO(9,'B.06')
87 I62=I
164 WRITE(62'I62)K,QTOR
165 DO 151 I=1,NBCDT
  I62=I
  READ(62'I62)K,QTOR
  WRITE(5,1099)K,QTOR
  IF(K)141,141,151
141 CALL ERRO(12,'A.06')
151 QMT(K)=QMT(K)+QTOR
162 DO 170 I=1,NB
C *** CONSTRUCAO DO VETOR DE CARGAS ROTACIONADO
  QTOR=-0.5*QMT(I)*C(I)
  QJ=-0.5*Q(I)*C(I)
  QK=QJ*C(I)/6.
  AUX(1)=QJ*EMY(I,1)+QTOR
  AUX(2)=-QK+QJ*EMX(I,1)
  AUX(3)=QJ
  AUX(4)=QJ*EMY(I,2)+QTOR
  AUX(5)=QK+QJ*EMX(I,2)
  AUX(6)=QJ
  K=3*JK(I,1)
  L=3*JK(I,2)
  V(K-2)=V(K-2)+AUX(1)*CX(I)-AUX(2)*CY(I)
  V(K-1)=V(K-1)+AUX(1)*CY(I)+AUX(2)*CX(I)
  V(K)=V(K)+AUX(3)
  V(L-2)=V(L-2)+AUX(4)*CX(I)-AUX(5)*CY(I)
  V(L-1)=V(L-1)+AUX(4)*CY(I)+AUX(5)*CX(I)
170 V(L)=V(L)+AUX(6)
  RETURN

```

END

C *** CONSIDERACAO DE EXCENTRICIDADES

```

C      REAL INERP(50,4)
C      DIMENSION TV(6,6),TVT(6,6),AUX(6)
C      COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
18(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
C      COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
2PDS,PDI
C      DO 10 L=1,6
C      DO 10 J=1,6
10  TV(L,J)=0.
C      DO 11 L=1,6
11  TV(L,L)=1.
C      TV(3,1)=EMY(1,1)
C      TV(3,2)=EMX(1,1)
C      TV(6,4)=EMY(1,2)
C      TV(6,5)=EMX(1,2)
C *** MATRIZ DE TRANSACAO TRANSPOSTA
C      DO 12 L=1,6
C      DO 12 J=1,6
12  TVT(L,J)=TV(J,L)
C      CALL RIGLC
C *** OPERACAO TVT*SM*TV
C      DO 13 L=1,6
C      DO 14 J=1,6
C      AUX(J)=0.
C      DO 14 K=1,6
14  AUX(J)=AUX(J)+SM(L,K)*TV(K,J)
C      DO 13 J=1,6
13  SM(L,J)=AUX(J)
C      DO 15 L=1,6
C      DO 16 J=1,6
C      AUX(J)=0.
C      DO 16 K=1,6
16  AUX(J)=AUX(J)+TVT(L,K)*SM(K,J)
C      DO 15 J=1,6
15  TVT(L,J)=AUX(J)
C      DO 17 L=1,6
C      DO 17 J=1,6
17  SM(L,J)=TVT(L,J)
C      DO 30 K=1,2
C      DO 30 J=1,6
C      SMR(J,3*K-2)=SM(J,3*K-2)*CX(I)-SM(J,3*K-1)*CY(I)
C      SMR(J,3*K-1)=SM(J,3*K-2)*CY(I)+SM(J,3*K-1)*CX(I)
30  SMR(J,3*K)=SM(J,3*K)
C      DO 40 J=1,2
C      DO 40 K=1,6
C      SM(3*J-2,K)=CX(I)*SMR(3*J-2,K)-CY(I)*SMR(3*J-1,K)
C      SM(3*J-1,K)=CY(I)*SMR(3*J-2,K)+CX(I)*SMR(3*J-1,K)
40  SM(3*J,K)=SMR(3*J,K)
C      RETURN
C      END

```

```

SUBROUTINE REBLC
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
COMMON/RCAES2/LBM,LB,PAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1ID,IPES(50),IBES(99),LK
NA=NA+LK
DO 120 IC=1,ID
IF(IC-ID)20,10,10
10 LLI=NEQ-(IC-1)*LL
IF(ID-1)30,40,30
20 LLI=LL
30 ID2=LL*LB/160*(IC-1)+IC
IA=LLI*LB
I12=IC
READ(12,I12)RE
40 DO 100 I=1,LLI
IA=(I-1)*LB+1
J=I-LB+1
IF(J)50,50,60
50 J=1
60 SOMA=0,
I1=I-1
IF(J+I1)70,70,90
70 DO 80 K=J,I1
KA=I+(K-1)*(LB-1)
KB=K+(IC-1)*LL
80 SOMA=SOMA+RE(KA)*V(KB)
90 I2=I+(IC-1)*LL
100 V(I2)=(V(I2)+SOMA)/RE(IA)
LS=LB-1
DO 110 I=1,LS
I2=IC+LL+I
K1=LL+I-LB+1
DO 110 K=K1,LL
KA=LL+I+(K-1)*(LB-1)
KB=K+(IC-1)*LL
IF(I2-NEQ)110,110,120
110 V(I2)=V(I2)-RE(KA)*V(KB)
120 CONTINUE
DO 220 I2=1,ID
IC=ID-I2+1
IF(ID-IC)130,130,150
130 LLI=NEQ-(IC-1)*LL
IF(ID-1)140,170,140
140 IF(IC-ID)150,170,150
150 LLI=LL
ID2=LL*LB/160*(IC-1)+IC
IA=LLI*LB
I12=IC
READ(12,I12)RE
IF(I2-ID)160,170,160
160 ID2=LL*LB/160*(IC-1)+IC
170 DO 210 IA=1,LLI
I=LLI-IA+1
I3=(I-1)*LB+1
J=I+LB-1
KAA=I+(IC-1)*LL
SOMA=V(KAA)
I1=I+1
IF(I1-J)180,180,210
180 DO 200 K=I1,J
KB=K+(IC-1)*LL
IF(KB-NEQ)190,190,210

```

```

200 SOMA=SOMA-RE(KA)*V(KB)
210 V(KAA)=SOMA/RE(I3)
220 CONTINUE
    NA=NA-LK
    RETURN
    END

```

SUBROUTINE DECBL

C *** DECOMPOSICAO DA MATRIZ DE RIGIDEZ DA ESTRUTURA

```

C
C
C
COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1 IC,IPES(50),IBES(99),LK
ID2=LL*LB/160*(IC-1)+IC
DO 100 I=1,LLI
IA=(I-1)*LB+1
DO 100 J=1,LB
IE=IA+J
IQ=LB-J
IF(I-1-IQ)10,20,20
10 IQ=I-1
20 SOMA=0.
IF(IQ-1)50,30,30
30 DO 40 K=1,IQ
IB=(I-K-1)*LB+K+1
JA=IB+J-1
40 SOMA=SOMA+RE(IB)*RE(JA)
50 IF(J-1)90,60,90
60 SOMA=RE(IA)-SOMA
IF(SOMA)70,70,80
70 CALL ERRO(18,'C.01')
GO TO 180
80 RE(IA)=SQRT(SOMA)
GO TO 100
90 RE(IE)=(RE(IE)-SOMA)/RE(IA)
100 CONTINUE
IF(NO-IC)110,180,110
110 CONTINUE

```

```

WRITE(12,112)RE
IF(NO=1)120,180,120
120 DO 170 I=1,LLI
DO 170 J=1,LB
IE=(I-1)*LB+J
IF(I-LB+1)130,130,160
130 IF(J-LB+I)140,140,160
140 IQ=LLI+J+I-LB
SOMA=0.
DO 150 K=IQ,LLI
IA=LLI+I+(K-1)*(LB-1)
JA=LLI+J+I-K+(K-1)*LB
150 SOMA=SOMA+RE(IA)*RE(JA)
RE(IE)=-SOMA
GO TO 170
160 RE(IE)=0.
170 CONTINUE
180 RETURN
END

```

SUBROUTINE RIGLB

C *** MONTAGEM DA MATRIZ DE RIGIDEZ DA ESTRUTURA

```

COMMON/RCARQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),IFERRO
COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1IC,IPES(50),IBES(99),LK
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
NA=NA+LK
NEQ=3*NN
LL=LBM*LBM/LB/3*3
NO=0
IC=1
IF(NEQ=LL)20,10,10
10 I=LL*LB
GO TO 30
20 I=NEQ*LB
30 DO 40 NL=1,I
40 RE(NL)=0.
50 DO 120 I=1,NB
DO 70 J1=1,2
NL=3*(JK(I,J1)-1)-(IC-1)*LL
IF(NL)70,60,60
60 IF(NL=LL)80,70,70
70 CONTINUE
GO TO 120
80 CALL EXCEN
DO 120 J1=1,2
NL=3*(JK(I,J1)-1)-(IC-1)*LL

```



```

90 IF(NL=LL)100,120,120
100 DO 120 J=1,3
    NL=NL+1
    N=3*(J1-1)+J
    DO 120 K1=1,2
    NC=3*(JK(I,K1)-1)-(IC-1)*LL
    DO 120 K=1,3
    NCO=NC+K+1=NL
    IF(NCO)120,120,110
110 L=3*(K1-1)+K
    IA=(NL-1)*LB+NCO
    RE(IA)=RE(IA)+SM(N,L)
120 CONTINUE
    DO 342 N=1,NA
    NL=3*(NS(N)-1)-(IC-1)*LL
    IF(NL)342,343,343
343 IF(NL-LL-LB+1)344,342,342
344 DO 342 M=1,3
    NL=NL+1
    IA=(NL-1)*LB+1
    IF(NL,GT,LL)GO TO 342
    RE(IA)=RE(IA)+RAE(N,M)
342 CONTINUE
291 LLI=NEQ-IC*LL
    IF(LLI)290,290,300
290 LLI=NEQ-(IC-1)*LL
    NO=1
    GO TO 310
300 LLI=LL
310 CALL DECB
    IF(IERRO.EQ.1)GO TO 331
    IF(NO)320,320,330
320 IC=IC+1
    GO TO 50
330 NA=NA-LK
331 RETURN
    END

```

SUBROUTINE RIGLC

C *** MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO

C

```

COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,VTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
DO 10 J=1,6
DO 10 K=1,J
10 SM(J,K)=0.
SM(1,1)=G*XIX(I)/C(I)
SM(4,4)=SM(1,1)
SM(4,1)=-SM(1,1)
SM(5,2)=2.*E*YIY(I)/C(I)
SM(2,2)=2.*SM(5,2)
SM(5,5)=SM(2,2)
SM(6,2)=3.*SM(5,2)/C(I)
SM(6,5)=SM(6,2)
SM(3,2)=-SM(6,2)
SM(5,3)=SM(3,2)
SM(3,3)=2.*SM(6,2)/C(I)
SM(6,6)=SM(3,3)
SM(6,3)=-SM(3,3)
DO 20 J=1,6
DO 20 K=1,J
20 SM(K,J)=SM(J,K)
RETURN
END

```

WARNING:THE SUBROUTINE "ERR0" WAS NOT FOUND

WARNING:THE SUBROUTINE "DLAJE" WAS NOT FOUND

NUMBER OF CARDS = 469.

COMPILATION TIME = 46 SECONDS ELAPSED, 7.85 SECONDS PROCESSING.

D2 STACK SIZE = 50 WORDS, FILESIZE = 530 WORDS, ESTIMATED CORE STO

TOTAL PROGRAM CODE = 1551 WORDS, ARRAY STORAGE = 3356 WORDS.

NUMBER OF PROGRAM SEGMENTS = 14, NUMBER OF DISK SEGMENTS = 58,

PROGRAM CODE FILE = (COC01001)DESEC ON PACK, COMPILER COMPILED ON 11

SUBROUTINE HIPAP

C
C *** CALCULO DOS ESFORÇOS NAS VIGAS
C

```

REAL INERP(50,4),M1,M2,KMDL,KXL
DIMENSION AUX(6)
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RCARG/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50)
COMMON/RCavig/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AO,HI,HJ,IPARE,
1CVB(99)
COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(50),IPAV,NE,
1NPV,COM5(14)
COMMON/RLAJE/QT(6),IHOR(200,3),KKK(4),JJJ(4),DL(50),XXX(50,
16),XL,YL,QL,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23)
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,U(99),S(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,GMT(99)
COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1IC,IPES(50),IBES(99),LK
COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
2PDS,PDI
C *** IMPRESSAO DOS DESLOCAMENTOS
IF(ICIMP.EQ.0)GO TO 14
WRITE(5,1001)
1001 FORMAT(//,5X,'DESLOCAMENTOS DOS NOS',/,5X,21(1*'),//,7X,
1'INO',/,8X,'ROTAC X',8X,'ROTAC Y',7X,'FLECHA Z',//)
WRITE(5,1010)(I,V(3*I-2),V(3*I-1),V(3*I),I=1,NN)
14 ASSIGN 22 TO IDESV
IF(IPAV.EQ.1)ASSIGN 23 TO IDESV
ASSIGN 180 TO IDES1
IF(ICEXC.GE.4)GO TO 17
ASSIGN 15 TO IDES1
WRITE(5,1002)COM1,COM2,COM3,COM4,NE,IPAV
1002 FORMAT(11,4X,119(1*'),//,4(5X,20A4,/,/,5X,179(1*'),//,
15X,'ESTRUTURA ',I3,' - DIMENSIONAMENTO E ESFORÇOS INTERNOS'
2' DAS VIGAS DO PAVIMENTO ',I3,/,5X,119(1*'),/)
WRITE(5,1003)FYK,ITAC,GS,FCK,GC,CVER,PE
1003 FORMAT(/,5X,'RESISTENCIAS E COEFICIENTES DE SEGURANCA DOS '
1'MATERIAIS',/,5X,'ACO -',F10,2,' T/M2 (TIPO',I2,')',
24X,'GS',F5,2,/,5X,'CONCRETO -',F10,2,' T/M2',14X,'GC',F5,2,
3//,5X,'RECOB. RELATIVO',F6,2,/,5X,'PERC. TENSÃO CISALH. A'
4'BSORV. ESTRIBOS',F6,2,/,5X,'OBS - OS VALORES DOS ESFORÇO'
5'S IMPRESSOS SÃO OS CARACTERISTICOS',/)
WRITE(5,500)
500 FORMAT(/,5X,'* - INDICA PONTO DE MOMENTO MAXIMO',/)
17 DO 180 I=1,NB
HJ=H(I)*(1.-2.*CVER)
HI=H(I)*(1.-CVER)
AR=B(I)*HI
YIY(I)=YIY(I)*FLOAT(1+IBES(I))
CALL EXCEN
DO 20 J=1,2
NV(3*J-2)=3*JK(I,J)-2
NV(3*J-1)=3*JK(I,J)-1
20 NV(3*J)=3*JK(I,J)
DO 30 J=1,6
QT(J)=0.
DO 30 K=1,6
KJ=NV(K)

```

QTOR=-QMT(I)*C(I)/2.

QV=Q(I)-DL(I)

QV=QV*FLOAT(1+IBES(I))

Q(I)=QV+DL(I)

QI=-Q(I)*C(I)/2.

QJ=QI*C(I)/6.

C *** TRANSFERENCIA PARA O PONTO NODAL DA ESTRUTURA

AUX(1)=-QI*EMY(I,1)-QTOR

AUX(2)=QJ-QI*EMX(I,1)

AUX(3)=-QI

AUX(4)=-QI*EMY(I,2)-QTOR

AUX(5)=-QJ-QI*EMX(I,2)

AUX(6)=-QI

DO 209 J=1,6

Z(J)=QT(J)+AUX(J)

209 AUX(J)=Z(J)

C *** ACAO DAS VIGAS SOBRE OS PILARES E CARGAS NAS FUNDACOES

DO 10 J=1,NA

NP=NS(J)

IF(JK(I,1)-NS(J))11,12,11

C *** EXTREMIDADE JK(I,1) DA VIGA

12 ISOMA=0

GO TO 18

11 IF(JK(I,2)-NS(J))10,13,10

C *** EXTREMIDADE JK(I,2) DA VIGA

13 ISOMA=3

C *** ANGULO ENTRE OS EIXOS X DA BARRA E DO PILAR

18 CXD=CODIP(NP,1)*CX(I)+CODIP(NP,2)*CY(I)

CYD=CODIP(NP,2)*CX(I)-CODIP(NP,1)*CY(I)

C *** ACOES NA CABECA DO PILAR

I1=ISOMA+1

I2=ISOMA+2

I3=ISOMA+3

IF(IPES(NP),EQ,0)GO TO 21

IF(IBES(I),EQ,1)GO TO 16

AUX(I1)=AUX(I1)*2.

AUX(I2)=0.

AUX(I3)=AUX(I3)*2.

GO TO 21

16 IF(IPES(NP),NE,11)GO TO 21

AUX(I2)=0.

AUX(I3)=AUX(I3)*2.

21 IF(LR(NP),NE,0)NP=LR(NP)

GO TO IDESV,(22,23)

22 CPIL1(IPAV-1,NP)=CPIL1(IPAV-1,NP)-AUX(I1)*CXD=AUX(I2)*CYD

CPIL2(IPAV-1,NP)=CPIL2(IPAV-1,NP)+AUX(I1)*CYD=AUX(I2)*CXD

CPIL3(IPAV-1,NP)=CPIL3(IPAV-1,NP)-AUX(I3)

GO TO 10

C *** CARGAS NAS FUNDACOES

23 CPIL1(NPV+1,NP)=CPIL1(NPV+1,NP)-AUX(I1)*CXD=AUX(I2)*CYD

CPIL2(NPV+1,NP)=CPIL2(NPV+1,NP)+AUX(I1)*CYD=AUX(I2)*CXD

CPIL3(NPV+1,NP)=CPIL3(NPV+1,NP)-AUX(I3)

10 CONTINUE

GO TO IDES1,(15,180)

C *** TRANSFERENCIA DOS ESFORÇOS PARA EXTREMIDADE DAS BARRAS

15 Z(1)=Z(1)-Z(3)*EMY(I,1)

Z(2)=Z(2)-Z(3)*EMX(I,1)

Z(4)=Z(4)-Z(6)*EMY(I,2)

Z(5)=Z(5)-Z(6)*EMX(I,2)

CALL CESMA

IF(IPARE,EQ,1)GO TO 19

CALL DECAL

19 CALL DIMEV

180 CONTINUE

1010 FORMAT(I10,3E15.5)

END

SUBROUTINE TABLA(CVER,KMD,KZ,ES,ESSUP)

C *** GERACAO DA TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SECAO RETANGULAR

REAL KZ,KMD1,KX,KMD,KMDL(2),KZL(2),KXL(2),MODD1,MODD

DIMENSION EC1L(2)

CVERD=CVER/(1.-CVER)

ESSUP=0.

ES=0.01

KX=0.0035/(0.0035+ES)

KZ=1.-0.4159661*KX

KMD1=0.6880953*KX*KZ

IF(KMD-KMD1)100,101,102

101 ESSUP=0.0035*(CVERD-KX)/KX

GO TO 103

102 A=1.+CVERD

KX=A

KZ=1.-0.4159661*KX

KMD1=0.6880953*KX*KZ

IF(KMD-KMD1)105,105,106

C *** ZONA 3, ZONA 4 E ZONA 4A

105 KX=(2.404042-SQRT(5.7794179-13.975052*KMD))/5.

KZ=1.-0.4159661*KX

ES=((0.0035/KX)-0.0035)

ESSUP=0.0035*(CVERD-KX)/KX

GO TO 103

C *** ZONA 5

106 KZ=1.-0.5*A

KMD1=0.85*A*KZ

IF(KMD-KMD1)115,116,117

117 CALL EXIT

```

116 ES=-0.002
    ESSUP=ES
    GO TO 103
C *** VALORES MENORES QUE O LIMITE
115 C1=13.6*A-11.657142*A**2
    C2=96.9*A**2-142.8*A+84.*KMD
    C3=374.85*A-187.425*A**2-441.*KMD
    PSI=(-C2-SQRT(C2**2-4.*C1*C3))/2./C1
C *** CALCULO DE KZ
    ETAL1=3.*(24.5-8.*PSI)/7./(21.-4.*PSI)
    KZ=1.-ETAL1*A
C *** CALCULO DE KX
    PSI=SQRT(PSI)
    KX=4.*A/7./PSI+3.*A/7.
C *** CALCULO DAS DEFORMACOES
    ES=-0.002*(KX-1.)/(KX-3.*A/7.)
    ESSUP=-0.002*(KX-CVERD)/(KX-3.*A/7.)
    GO TO 103
C *** ZONA 2 - ARMADURA SIMPLES
100 EC1L(1)=0.
    KXL(1)=0.
    KZL(1)=0.
    KMDL(1)=0.
    IF(KMD=0.04)200,200,201
200 EC1L(2)=-KMD*0.029
    GO TO 104
201 IF(KMD=0.09)202,202,203
202 EC1L(2)=-KMD*0.0224
    GO TO 104
203 EC1L(2)=-KMD*0.021
104 II=2
    IF(EC1L(II)+0.002)107,108,108
C *** DEFORMACAO MAIOR QUE -2/1000
108 KXL(II)=-EC1L(II)/(-EC1L(II)+0.01)
    AUX=(-0.008/EC1L(II)-1.)/(4.*(-0.006/EC1L(II)-7.))
    KZL(II)=1.-AUX*KXL(II)
    KMDL(II)=0.85*(-(EC1L(II)/0.002)**2/3.-(EC1L(II)/0.002))*KXL(II)*K
    ZL(II)
109 D1=KMD-KMDL(II-1)
    D=KMD-KMDL(II)
    IF(D)110,111,110
110 PROD=D*D1
    IF(PROD)112,113,114
112 MODD1=ABS(D1)
    MODD=ABS(D)
    IF(MODD1-MODD)113,113,111
111 EC1=EC1L(II)
    KX=KXL(II)
    KZ=KZL(II)
    ESSUP=-EC1*(CVERD-KX)/KX
    GO TO 103
113 EC1=EC1L(II-1)
    KX=KXL(II-1)
    KZ=KZL(II-1)
    ESSUP=-EC1*(CVERD-KX)/KX
    GO TO 103
114 EC1L(II-1)=EC1L(II)
    KXL(II-1)=KXL(II)
    KZL(II-1)=KZL(II)
    II=1
    EC1L(II+1)=EC1L(II)-0.00001
    GO TO 104
C *** DEFORMACAO MENOR QUE -2/1000
107 KXL(II)=-EC1L(II)/(-EC1L(II)+0.01)
    DIV=-0.002/(3.*EC1L(II))

```

```

KZL(II)=1.-AUX*KXL(II)
KMDL(II)=0.85*(1.-DIV)*KZL(II)+KXL(II)
GO TO 109
103 RETURN
END

```

```

SUBROUTINE ERRO(I,B)

```

```

C      ****
C *** IMPRESSAO DAS MENSAGENS DE ERRO
C

```

```

    DIMENSION COM1(20)
    COMMON/RCARG/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PERR(50),IEPRO
    READ(80,11,ERR=101)COM1
    WRITE(5,100)COM1(1),(COM1(J),J=2,20)
100  FORMAT(///,1X,'**** ERRO *',A4,'* = ',19A4,///)
    GO TO 103
101  WRITE(5,102)B
102  FORMAT(///,1X,'**** ERRO *',A4,'*',///)
103  IERRO=1
    RETURN
END

```

SUBROUTINE ACO(EPIS,ESSUP,FYD,SIG,ITAC)

C *** CALCULO DA TENSAO NO ACO

DIMENSION ESL(2),SIG(2)

ESL(1)=EPIS

ESL(2)=ESSUP

E=21000000.

DO 10 K=1,2

ES=ABS(ESL(K))

AUX=FYD/E+0.002*FLOAT(1-ITAC)

IF(ES-AUX)11,17,17

11 SS=ES*E

IF(ITAC.EQ.1)GO TO 20

IF(SS-0.7*FYD)20,20,18

18 SS=FYD

16 SA=SS

ESS=SA/E+0.823*(SA/FYD-0.7)**5

DESS=1./E+0.823*5./FYD*(SA/FYD-0.7)**4

AUX=(ES-ESS)/DESS

SS=SA+AUX

IF(ABS(AUX)=0.01)20,20,16

17 SS=FYD

20 SIG(K)=SS*SIGN(1.,ESL(K))

10 CONTINUE

RETURN

END

SUBROUTINE CESMA

C *** CALCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES E RESISTENTES MÁXIMOS

REAL M1,M2,KML,MPOS(50),KXL,KZL,KMDL

COMMON/RCADEL/MPOS,ETA(99),AL(99),TWD,XMAX(99),IAP,AE(99)

COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),

1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(

250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)

COMMON/RCAVIG/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AO,HT,HJ,IPARE,

1CVB(99)

COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,

1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,COVER

FCCD=FCK/GC

C *** VALOR LIMITE DE KMD NA ZONA 4

KML=0.4018707

T1=ABS(Z(1))

T2=ABS(Z(4))

M1=ABS(Z(2))

M2=ABS(Z(5))

V1=ABS(Z(3))

V2=ABS(Z(6))

C *** VERIFICACAO DE ESFORÇOS MÁXIMOS ATUANTES

C *** TORSOR

IF(T1.LE.T2)T1=T2

C *** CORTANTE

IF(V1.LE.V2)V1=V2

C *** FLETOR

IF(M1.LE.M2)M1=M2

C *** POSICAO DO MOMENTO MÁXIMO NO VAO

105 XMAX(I)=C(I)/2.-(Z(2)+Z(5))/(Q(I)*C(I))


```

130 MPOS(I)=Z(2)
    XMAX(I)=0,
    IAP=3
    GO TO 132
133 IF(XMAX(I)=C(I))106,106,107
107 MPOS(I)=Z(5)
    XMAX(I)=C(I)
    IAP=2
    GO TO 132
106 MPOS(I)=-(Q(I)*XMAX(I)/2.-Q(I)*C(I)/2.+(Z(2)+Z(5))/C(I))*
    XMAX(I)+Z(2)
    IAP=1
    M2=ABS(MPOS(I))
    IF(M1.LE.M2)M1=M2
C *** ESFORÇOS MAXIMOS RESISTENTES
C *** TORCAO
132 T3=0.18*FCCD
    M2=450,
    IF(T3.GT.M2)T3=M2
    TTUD=T3
C *** CALCULO DA AREA DO CONTORNO
    BTORQ=B(I)
    HTORQ=H(I)
    IF(B(I).LE.H(I))GO TO 135
    BTORQ=H(I)
    HTORQ=B(I)
135 BS=BTORQ-2.*COVER*H(I)
    M2=5.*BTORQ/6,
    HE=BS/5,
    HS=HTORQ-2.*COVER*H(I)
    IF(BS.LE.M2)GO TO 114
    BS=M2
    HS=HTORQ-BTORQ/6,
    HE=BTORQ/6,
114 AE(I)=BS*HS
    T2=T3*2.*AE(I)*HE/GF
    P=2.*(BS+HS)
    TTD=GF*T1/(2.*AE(I)*HE)
C *** CORTANTE
    V3=0.2*FCCD
    M2=500,
    IF(V3.GT.M2)V3=M2
C *** ALTURA UTIL
115 D=(1.-COVER)*H(I)
    TWUD=V3
    V2=V3*B(I)*D/GF
C *** FLETOR
    M2=KML*B(I)*FCCD*D*D/GF
    TWD=GF*V1/(B(I)*D)
    WRITE(5,131)CV8(I),1,B(I),H(I)
131 FORMAT(/,5X,'VIGA V',A4,' (BARRA 1,I2) 1,F4.2,'X',F5.2,
    1/,5X,34(' '))
    WRITE(5,129)T1,M1,V1,T2,M2,V2
129 FORMAT(/,39X,'TORSOR',4X,'FLETOR',2X,'CORTANTE',/,5X,'ESFORÇOS
    1'RCOS MAXIMOS ATUANTES',3X,3F10.2,/,5X,'ESFORÇOS MAXIMOS
    2'RESISTENTES',3F10.2,/)
C *** COMPARACAO DE ESFORÇOS MAXIMOS
    IPARE=0
    IF(M2-M1)117,117,119
117 IPARE=1
    D1=SQRT(GF*M1/(KML*B(I)*FCCD))
    H1=D1/(1.-COVER)
    WRITE(5,120)H1
120 FORMAT(/,5X,'MOMENTO ATUANTE MAIOR QUE O RESISTENTE',/,5X,
    1'TENTE A ALTURA DA PEÇA MAIOR QUE',F8.3,' M1./)

```

```

121 IPARE=1
    D1=V1*GF/(V3*B(I))
    H1=D1/(1.-COVER)
    WRITE(5,123)H1
123 FORMAT(/,5X,'CORTANTE ATUANTE MAIOR QUE O RESISTENTE',/,5X,
1 'TENTE A ALTURA DA PEÇA MAIOR QUE',F8,3,' M',/)
122 IF(T2=1)124,124,125
124 IPARE=1
    WRITE(5,126)
126 FORMAT(/,5X,'TORSOR ATUANTE MAIOR QUE O RESISTENTE',/)
125 IF(IPARE)127,127,128
127 IF((TTD/TTUD+T*D/T*UD).LE.1.)GO TO 128
    IPARE=1
    WRITE(5,134)
134 FORMAT(/,5X,'A CONDIÇÃO DO ESTADO LIMITE ULTIMO DE TORÇÃO'
1 'COMBINADA COM FLEXÃO NÃO FOI ATENDIDO')
128 RETURN
    END

```

SUBROUTINE DIMEV

C *** DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS DAS VIGAS

```

C
    REAL M2,KXL,KMDL,MPOS(50),MM
    DATA IOBS1,IOBS2/'1','1'/'
    COMMON/RCavig/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AD,H1,HJ,IPARE,
1 CVB(99)
    COMMON/RCAFS1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1 B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
2 50),NBCD,NNCC,V(150),SZ(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
    COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1 ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
    COMMON/RCADEL/MPOS,ETA(99),AL(99),TWD,XMAX(99),IAP,AE(99)
    ASSIGN 250 TO IDESV
    IF(IPARE.EQ.1)ASSIGN 109 TO IDESV
C *** ARMADURA MINIMA A FLEXÃO
    ASM=ROMF*AR*1.E4
    NDIV=11
    FYD=FYK/GS
    FCD=FCK/GC
    IF(IPARE.EQ.1)GO TO 90
C *** FERRAGEM A TORÇÃO
    ASET=GF*T1/(2.*AE(I)*FYD)*20.E3
    ROWU=ETA(I)*1.15*PE*TWD/FYD
C *** ESTRIBOS (CORTANTE) P/METRO DE VAO
    IF(ROWU.LT.ROMC)ROWU=ROMC
    ASEC=ROWU*B(I)*10.E3
C *** ESTRIBOS (CORTANTE+TORSOR)
    ASE=ASET+ASEC
    DI=7071.068*C(I)/FLOAT(NDIV-1)

```

```

100 FORMAT(/,5X,'ESTRIBOS' ( 2 RAMOS) P/METRO DE VAO',/,10X,
1'CORTANTE = ',F6.3,' CM2',/,11X,'TORCAO = ',F6.3,' CM2'
2/,15X,'TOTAL = ',F6.3,' CM2',/)
90 WRITE(5,239)
239 FORMAT(5X,75(' '),/,6X,'DIST',4X,
1'TORSOR',4X,'FLETOR',2X,'CORTANTE',5X,'ASINF',5X,'ASSUP',5X
2'ASDOB',5X,'ASTOR',/,6X,'(M)',6X,'(MT)',6X,'(MT)',5X,'(T)',
38X,4(' (CM2)',5X),/,5X,75(' '),/)
IEM=0
IOBS=IOBS2
DO 101 K=1,NDIV
IND=0
240 X=FLOAT(K-1)/FLOAT(NDIV-1)
IF(IEM.EQ.1)GO TO 200
IF(X-XMAX(I)/C(I))200,210,220
200 IND=0
IOBS=IOBS2
GO TO 230
210 IND=0
IOBS=IOBS1
GO TO 230
220 X=XMAX(I)/C(I)
IND=1
IOBS=IOBS1
230 TT=-(Z(1)+Z(4))*X+Z(1)
MM=-(Z(2)+Z(5))*X+Z(2)+0.5*Q(I)*C(I)*C(I)*X*(1.-X)
VV=-(Z(3)+Z(6))*X+Z(3)
X=X*C(I)
GO TO IDESV,(250,109)
C *** FERRAGEM A TORCAO (LONGITUDINAL)
250 ASLT=P*GF*ABS(TT)/(2.*AE(I)*FYD)*1.E4
C *** FERRAGEM DOBRADA
ROWD=ETA(I)*1.15*GF*ABS(VV)/(AR*FYD)-ROWU
IF(ROWD.LT.0.)ROWD=0.
ASD=ROWD*B(I)*DI
C *** FERRAGEM A FLEXAO
ASTR=0.
ASCP=0.
IG=1
IF(MM.LT.0.)IG=-1
XM1C=GF*ABS(MM)
XK=XM1C/(AR*HI*FCD)
IF(XK.LE.1.E-5)GO TO 105
IF(XK-KMDL)102,102,103
C *** ARMADURA SIMPLES
102 XM2C=0.
GO TO 104
C *** ARMADURA DUPLA
103 XMC=XM1C
XM1C=KMDL*AR*HI*FCD
XM2C=XMC-XM1C
XK=KMDL
104 CONTINUE
CALL TABLA(CVER,XK,ZK,ES,ESSUP)
ZK=ZK*HI
CALL ACO(ES,ESSUP,FYD,SS,ITAC)
ASTR=(XM1C/ZK+XM2C/HJ)/SS(1)*1.E4
ASCP=XM2C/(HJ*SS(2))*1.E4
IF(ASTR=ASM)105,105,106
105 ASTR=ASM
ASCP=0.
106 IF(IG.EQ.1)GO TO 108
T1=ASCP
ASCP=ASTR
ASTR=T1

```

```

107 FORMAT(4F10.3,2(5X,F5.3),2F10.3,2X,A1)
GO TO 120
109 WRITE(5,110)X,TT,MM,VV
110 FORMAT(4F10.3)
120 IF(IOBS.EQ.IOBS1)IEM=j
IF(IND)240,101,240
101 CONTINUE
RETURN
END

```

SUBROUTINE DECAL

C *** DECALAGEM DO DIAGRAMA DE MOMENTOS

```

REAL MPOS(50),M2H,KMDL,KMD2H,KZ,KXL,M1,M2,MSDC
COMMON/RCAVIG/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AO,HT,HJ,IPARE,
1CVB(99)
COMMON/RCADEL/MPOS,ETA(99),AL(99),TWD,XMAX(99),IAP,AE(99)
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)
TWD=V1*GF/AR
FYD=FYK/GS

```

FCD=FCK/GC

IF(MPOS(I).LT.0.)GO TO 300

C *** DETERMINACAO DOS PONTOS DE MOMENTOS NULOS

AA=0.5*Q(I)

BB=-(AA*C(I)-(Z(5)+Z(2))/C(I))

CC=-Z(2)

DESC=BB**2-4.*AA*CC

IF(DESC)200,201,201

200 CALL ERRO(28,'C.02')

GO TO 111

CALL EXIT

201 XNUL1=(-BB-SQRT(DESC))/2./AA

XNUL2=(-BB+SQRT(DESC))/2./AA

I1=1

IF(XNUL1.LT.0.)I1=0

```

IF(XNUL2.GT.C(1))I2=0
IF(I1.EQ.1.AND.I2.EQ.1)GO TO 202
IF(I1.EQ.0.AND.I2.EQ.1)GO TO 203
IF(I1.EQ.1.AND.I2.EQ.0)GO TO 204
GO TO 205
202 WRITE(5,206)XNUL1,XNUL2
206 FORMAT(/,32X,'XNUL1',2X,'XNUL2',/,5X,'ABCISSAS DE MOMENTOS'
1' NULOS',2F7.4)
GO TO 207
203 WRITE(5,208)XNUL2
208 FORMAT(/,32X,'XNUL1',2X,'XNUL2',/,5X,'ABCISSAS DE MOMENTOS'
1' NULOS',2X,'N.TEM',F7.4)
GO TO 207
204 WRITE(5,209)XNUL1
209 FORMAT(/,32X,'XNUL1',2X,'XNUL2',/,5X,'ABCISSAS DE MOMENTOS'
1' NULOS',F7.4,2X,'N.TEM')
GO TO 207
205 WRITE(5,210)
210 FORMAT(/,32X,'XNUL1',2X,'XNUL2',/,5X,'ABCISSAS DE MOMENTOS'
1' NULOS',2X,'N.TEM',2X,'N.TEM')
GO TO 207
300 WRITE(5,301)
301 FORMAT(/,5X,'NAO HA' ' MOMENTO POSITIVO NESTE TRECHO')
207 GO TO (103,108,109),IAP
C *** MOMENTO MAXIMO NO VAO
103 X2H=2.*H(I)
IF(Z(2).GT.(=Z(5)))X2H=C(I)-X2H
C *** VALOR DO MOMENTO A 2H DO APOIO
104 M2H= 0.5*Q(I)*X2H*(C(I)-X2H)-X2H*(Z(2)+Z(5))/C(I)+Z(2)
C *** DETERMINACAO DA ARMADURA A 2H DO APOIO
KMD2H=GF*ABS(M2H)/(AR*HI*FCD)
AS2H1=ROMF*AR
AS2H=0.
IF(KMD2H.LE.1.E-5)GO TO 107
IF(KMD2H.LE.KMDL)GO TO 105
MSDC=KMDL*AR*HI*FCD/GF
DMSD=GF*ABS(M2H)-MSDC
GO TO 106
105 MSDC=GF*ABS(M2H)
DMSD=0.
106 CONTINUE
CALL TABLA(CVER,KMD2H,KZ,ES,ESSUP)
ZK=KZ*HI
CALL ACO(ES,ESSUP,FYD,SS,ITAC)
AS2H=(MSDC/ZK+DMSD/HJ)/SS(1)
107 IF(AS2H.LE.AS2H1)AS2H=AS2H1
AC=B(I)*HI
ROLW2=AS2H/AC
PSIO=0.5+33.*ROLW2
IF(ROLW2.GE.0.015)PSIO=1
C *** VALOR DA DECALAGEM
ETA(I)=1.-1.25*SQRT(FCK)*PSIO/TWD
IF(ETA(I).LT.0.)ETA(I)=0.
AL(I)=(1.5-1.2*ETA(I))*HI
IF(AL(I).LT.(.5*HI))AL(I)=0.5*HI
WRITE(5,110)AL(I),ETA(I)
110 FORMAT(/,5X,'VALOR DA DECALAGEM = ',F6.3,' M',/,5X,'COEFICI'
1' CIENTE NETA = ',F6.3)
111 RETURN
C *** MOMENTO MAXIMO NO NO' JK(1,2)
108 X2H=C(I)-2.*H(I)
GO TO 104
C *** MOMENTO MAXIMO NO NO' JK(1,1)
109 X2H=2.*H(I)
GO TO 104

```

WARNING:THE SUBROUTINE "EXCEN" WAS NOT FOUND

NUMBER OF CARDS = 596.

COMPILATION TIME = 55 SECONDS ELAPSED. 9.66 SECONDS PROCESSING.
D2 STACK SIZE = 37 WORDS. FILESIZE = 140 WORDS. ESTIMATED CORE STO
TOTAL PROGRAM CODE = 1511 WORDS. ARRAY STORAGE = 3852 WORDS.
NUMBER OF PROGRAM SEGMENTS = 14. NUMBER OF DISK SEGMENTS = 68.
PROGRAM CODE FILE = (CDC01001)DESEC ON PACK, COMPILER COMPILED ON 11

```

00      00      000000      0000000000
000      00      00000000      0000000000
0000      00      000      000      00
0000      00      00      00      00
00 000      00      00      000000
00 000      00      00      000000
00      0000      00      00      00
00      0000      000      000      00
00      000      00000000      0000000000
00      00      000000      0000000000

```

```

00000000
00000000

```

```

0000000000      00      00      00000000
0000000000      000      00      00000000
00      0000      00      00      00000000
00      0000      00      00      00000000
000000      00 000      00      00      00
000000      00 000      00      00      00
00      00      0000      00      00      00
00      00      0000      00      00      00
0000000000      00      000      0000000000
0000000000      00      00      00000000

```

```

00
00

```

```

00
00

```

SUBROUTINE COLUN

C *** CALCULO DOS PILARES

C

```

REAL NC(112),MC(112),NS(112),MS(112),ND,MD,NU(112),MU(112),
1IB,IB,LB,INERP(50,4),KXL,KMDL,M2
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RCAESI/NP,NN,NA,NPV,IASIM,E,LB,Q(99),S(99),JK(99,2),
1BX(99),BY(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NSUP(
250),LR(50),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,OMT(99)
COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREA(50,2),
2PDS,PDI

```

```

COMMON/RDIPIL/EX,EY,D,VI,IFO,PERCF(20),PH,PB,HP,BP,ND,MD,
1YB1,YB2,NC,MC,NS,MS,DIX,DIY,IP,IC,FYD,FCD,NBY,AC,ATOT

```

```

COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(20),ICOM,NE,
1IFIM2,COM5(14)

```

```

COMMON/RGEPIL/PILX(30,50),PILY(30,50),ICOR

```

```

WRITE(5,90)COM1,COM2,COM3

```

```

90 FORMAT('1',4X,119('*'),/,3(/,5X,20A4),/,5X,119('*'),/)

```

```

DO 149 I=ICOM,IFIM2

```

```

151=I

```

```

READ(51'I51)FYK,FCK,FYKL,FCKL,FYKP,FCKP

```

```

152=I

```

```

READ(52'I52)GS,GC,GF,ITAC,ITACL,ITACP,CVER,PF

```

```

155=I

```

```

READ(55'I55)PDI,PDS

```

C *** RESISTENCIAS DE CALCULO

```

FYD1=FYKP/GS

```

```

FCD1=FCKP/GC

```

```

WRITE(5,99)

```

```

99 FORMAT(/)

```

```

WRITE(5,100)I,FYKP,FCKP

```

```

100 FORMAT(5X,'PAVIMENTO N.',I3,/,5X,15('*'),/,5X,'CARACTERIS'

```

```

1'TTICAS DOS MATERIAIS',/,5X,'ACO',6X,'FYK',F9.3,'(T/M2)'

```

```

2',/,5X,'CONCRETO - FCK',F9.3,'(T/M2)')

```

```

WRITE(5,120)

```

```

120 FORMAT(/,5X,56('*'),/,5X,'PILAR          SECAO',6X,1X AS NAS FA'

```

```

1'CES      AS      AS/AC  LB',/,28X,'-X=      -Y=      (CM2)      %'

```

```

2',/,5X,56('*'),/)

```

```

181=I+1

```

```

READ(81'I81)NSUP,LR

```

```

182=I+1

```

```

READ(82'I82)LR

```

```

DO 149 K=1,NA

```

```

NP=NSUP(K)

```

```

IF(LR(NP).NE.0)NP=LR(NP)

```

```

BX(NP)=PILX(I,NP)

```

```

BY(NP)=PILY(I,NP)

```

```

AC=BX(NP)*BY(NP)

```

```

IF(BX(NP).GT.100.)GO TO 149

```

C *** CALCULO DAS EXCENTRICIDADES NAS DIR. X E Y

```

EX=-CPIL2(I,NP)/CPIL3(I,NP)

```

```

EY=CPIL1(I,NP)/CPIL3(I,NP)

```

C *** DETERMINACAO DA PERCENTAGEM EM CADA DIRECAO

```

PRMT=2.*(BX(NP)+BY(NP))

```

```

DIX=BX(NP)/PRMT

```

```

DIY=0.5-DIX

```

C *** DETERMINACAO DO TIPO DE FLEXAO

```

IFO=0

```

```

IF(FX.EQ.0..AND.EY.EQ.0.)GO TO 111

```

```

IF(EX)108,107,108

```

```

107 IC=1

```

```

      HP=BY(NP)
      PH=DIY
      PB=DIX
      IF(IFO.EQ.1)GO TO 112
      IFO=0
      GO TO 112
108 IF(EY)110,109,110
109 IC=0
      NN=1
      HP=BX(NP)
      PH=DIY
      PB=DIY
      IF(IFO.EQ.1)GO TO 112
      IFO=0
      GO TO 112
111 IF(BX(NP)-BY(NP))107,109,109
110 IFO=1
      IF(ABS(EX).GT.ABS(EY))GO TO 116
      IF(ABS(EX).GT.(BX(NP)/30.))GO TO 117
      IF(ABS(EX).GT.0.02)GO TO 117
      IFO=0
      IC=1
      NN=0
      HP=BY(NP)
      PH=DIY
      PB=DIX
      GO TO 112
116 IF(ABS(EY).GT.(BY(NP)/30.))GO TO 117
      IF(ABS(EY).GT.0.02)GO TO 117
      IFO=0
      IC=0
      NN=1
      HP=BX(NP)
      PH=DIY
      PB=DIY
      GO TO 112
117 HP=SQRT(BX(NP)**2+BY(NP)**2)
112 D=HP*(1.-CVER)
C *** VERIFICACAO DA HIPOTESE DAS SECOES PLANAS
      VI=PDS/D
      IF(VI=2.))113,115,115
113 WRITE(5,114)K,VI
114 FORMAT(5X,15,2X,'NAO VALE A HIPOTESE DAS SECOES PLANAS',5X,
1'REL. ALTURA DO PILAR/ALTURA DA SECAO',1X,'-',1,F5.2)
      GO TO 149
C *** DETERMINACAO DO MOMENTO DE INERCIA MAXIMO
115 INERP(NP,3)=BX(NP)*BY(NP)**3/12.
      INERP(NP,4)=BY(NP)*BX(NP)**3/12.
      IF(INERP(NP,3)-INERP(NP,4))101,102,102
102 LB=PDS/SQRT(INERP(NP,4)/AC)
      GO TO 103
101 LB=PDS/SQRT(INERP(NP,3)/AC)
C *** VERIFICACAO DO TIPO DE FLEXAO
103 IF(IFO)104,105,104
C *** FLEXAO RETA
105 CALL FLRET
      GO TO 149
C *** VERIFICACAO DA FLAMBAGEM NA FLEXAO OBLIQUA
104 IF(LB-35)302,301,301
C *** S/FLAMBAGEM
302 CALL SFLAO
      GO TO 149
C *** C/ FLAMBAGEM
301 CALL CFLAO
149 CONTINUE

```


SUBROUTINE FLRET

C *** DIMENSIONAMENTO DOS PILARES EM FLEXAO RETA

C

REAL NC(112),MC(112),NS(112),MS(112),ND,MD,KMDL,KXL,M2,LB,
1 INERP(50,4)

COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
2 PDS,PDI

COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1 ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RDIPIL/EX,EY,D,VI,IFO,PERCF(20),NBT,NBX,HP,BP,ND,MD,
1 YB1,YB2,NC,MC,NS,MS,DIX,DIY,IP,IC,FYD,FCD,NBY,AC,ATOT
COMMON/RCAES1/NP,NN,NA,NPV,IASIM,E,LB,X(99),Y(99),JK(99,2),
1 BX(99),BY(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NSUP(
250),LR(50),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,GMT(99)

IC2=0

120 HP=BY(NP)*FLOAT(IC)+BX(NP)*FLOAT(1-IC)

EH=EX*FLOAT(1-IC)+EY*FLOAT(IC)

BP=BY(NP)*FLOAT(1-IC)+BX(NP)*FLOAT(IC)

C *** EXCENTRICIDADE ADICIONAL

EO=HP/30.

IF(EO.LT.0.02)EO=0.02

IF(LB-35)130,140,140

140 FYD=FYD1/1.2

FCD=FCD1/1.2

NCU=AC*FCD

ESD=FYD/21.E6

ECCD=0.0045

CURV=(ESD+ECCD)/HP-PDS/(50000.*HP**2)

ND=GF*CPIL3(I,NP)

```

CURV=CURV*NCU/(2.*ABS(ND))
100 EH2=CURV*PDS**2/10.
    MD=ND*(EH+(EH2+EO*FLOAT(IC2))*SIGN(1.,EH))
    GO TO 150
130 FYD=FYD1
    FCD=FCD1
    EH=EH+EO*SIGN(1.,EH)
C *** ESFORÇOS DE CALCULO
    ND=GF*CPIL3(I,NP)
    MD=ND*EH
150 D=HP*(1.-CVER)
C *** ALTURA DO CENTRO DE GRAVIDADE
    YB1=HP/2.
    YB2=HP-YB1
    CALL DEFOR
    CALL DIMEP
    IF(IFO.EQ.3)GO TO 147
    IF(LB.LE.35)GO TO 152
    IF(IC2.EQ.0)GO TO 151
    ATOT2=ATOT
    ATOT=ATOT1
    IF(ATOT1.LT.ATOT2)ATOT=ATOT2
152 ACNEC=ND/.85/FCD
    AMIN=0.008*ACNEC
    IF(ATOT.LE.AMIN)ATOT=AMIN
C *** VERIFICACAO QUANDO LB MAIOR QUE 70
    IF(LB.LE.70)GO TO 153
    ATOT1=AC*FCD1/FYD1/5.
    IF(ATOT.LT.ATOT1)ATOT=ATOT1
153 ATOT=ATOT*1.E4
    PERAC=ATOT*100./AC/1.E4
    WRITE(5,146)NP,BX(NP),BY(NP),DIX,DIY,ATOT,PERAC,LB
146 FORMAT(SX,15,2X,F4.2,1X,'X',1X,F4.2,3X,2F6.2,F9.3,F8.3,F6.1
1)
    GO TO 149
147 WRITE(5,148)NP,BX(NP),BY(NP),DIX,DIY,LB
148 FORMAT(SX,15,2X,F4.2,1X,'X',1X,F4.2,3X,2F6.2,4X,5('!'),8X,
1F6.1,' SECAO DE CONCRETO INSUFICIENTE')
149 RETURN
151 ATOT1=ATOT
    IC2=1
    IC=NN
    GO TO 120
END

```

SUBROUTINE CFLAO

C
C
C

*** DIMENSIONAM. DOS PILARES EM FLEXAO OBLIQUA - C/FLAMBAGEM

REAL NC(112),MC(112),NS(112),MS(112),ND,MD,KMDL,KXL,M2,LB,
1INERP(50,4)COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
PDS,PDICOMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RDIPIL/EX,EY,D,VI,IFO,PERCF(20),PH,PB,HP,BP,ND,MD,
1YB1,YB2,NC,MC,NS,MS,DIX,DIY,IP,IC,FYD,FCD,NBY,AC,ATOT
COMMON/RCAES1/NP,NN,NA,NPV,IASI,M,E,LB,X(99),Y(99),JK(99,2),
1BX(99),BY(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NSUP(
250),LR(50),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,QMT(99)

IC=1

200 HP=BX(NP)*FLOAT(1-IC)+BY(NP)*FLOAT(IC)

BP=BY(NP)*FLOAT(1-IC)+BX(NP)*FLOAT(IC)

PB=(DIY*FLOAT(1-IC)+DIX*FLOAT(IC))

PH=(DIX*FLOAT(1-IC)+DIY*FLOAT(IC))

C *** REDUCAO DAS RESISTENCIAS DOS MATERIAS

FYD=FYD1/1.2

FCD=FCD1/1.2

C *** ALTURA DO CENTRO DE GRAVIDADE

YB1=HP/2.

YB2=HP-YB1

D=HP*(1.-CVER)

EH=EX*FLOAT(1-IC)+EY*FLOAT(IC)

EB=EY*FLOAT(1-IC)+EX*FLOAT(IC)

C *** EXCENTRICIDADE ADICIONAL

EA=HP/30.

IF(EA,LT,0.02)EA=0.02

ALFA=SQRT((EH/HP)**2+(EB/BP)**2)

C *** EXCENTRICIDADE COMPLEMENTAR

NCU=AC*FCD

ESD=FYD/21.E6

ECCD=0.0045

CURV=(ESD+ECCD)/HP-PDS/(5.E4*HP**2)

ND=GF*CPIL3(1,NP)

IF(ABS(ND),LE,(0.5*NCU))GO TO 205

CURV=CURV*NCU/(2.*ABS(ND))

205 E2=CURV*PDS**2/10.

C *** EXCENTRICIDADE TOTAL

ETOT=ALFA*HP+EA+E2

MD=ETOT*ND

CALL DEFOR

CALL DIMEP

IF(IFO,EQ,3)GO TO 202

IF(IC,EQ,1)GO TO 204

ATOT2=ATOT

ATOT=ATOT1

IF(ATOT1,LT,ATOT2)ATOT=ATOT2

ACNEC=ND/.85/FCD

AMIN=0.008*ACNEC

IF(ATOT,LE,AMIN)ATOT=AMIN

C *** VERIFICACAO QUANDO LB MAIOR QUE 70

IF(LB,LE,70)GO TO 206

ATOT1=AC*FCD1/FYD1/5.

IF(ATOT,LT,ATOT1)ATOT=ATOT1

206 ATOT=ATOT*1.E4

PERAC=ATOT*100./AC/1.E4

WRITE(5,146) NP,BX(NP),BY(NP),DIX,DIY,ATOT,PERAC,LB

146 FORMAT(5X,I5,2X,F4.2,1X,'X',1X,F4.2,3X,2F6.2,F9.3,F8.3,F6.1

```

GO TO 203
202 WRITE(5,148)NP,BX(NP),BY(NP),DIX,DIY,LB
148 FORMAT(5X,I5,2X,F4.2,1X,'X',1X,F4.2,3X,2F6.2,4X,5(' '),8X,
1F6.1,' SECAO DE CONCRETO INSUFICIENTE')
203 RETURN
204 ATOT1=ATOT
IC=0
GO TO 200
END

```

SUBROUTINE SFLAO

C *** DIMENSIONAM. DOS PILARES EM FLEXAO OBLIQUA - S/FLAMBAGEM

C

```

REAL NC(112),MC(112),NS(112),MS(112),ND,MD,KMDL,KXL,M2,LB,
1INERP(50,4)
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RDIPIL/EX,EY,D,VI,IFO,PERCF(20),PH,PB,HP,BP,ND,MD,
1YB1,YB2,NC,MC,NS,MS,DIX,DIY,IP,IC,FYD,FCD,NBY,AC,ATOT
COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREA(50,2),
2PDS,PDI
COMMON/RCAES1/NP,NN,NA,NPV,IASIM,E,LB,X(99),Y(99),JK(99,2),
1BX(99),BY(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NSUP(
250),LR(50),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,OMT(99)

```

IC=1

201 HP=BX(NP)*FLOAT(1-IC)+BY(NP)*FLOAT(IC)

BP=BY(NP)*FLOAT(1-IC)+BX(NP)*FLOAT(IC)

PB=(DIY*FLOAT(1-IC)+DIX*FLOAT(IC))

PH=0.

FYD=FYD1/1.2

C *** CARGAS NORMAIS

208 FY=CPIL3(1,NP)/2.

FX=FY

FCD=(FY*FCD1*FLOAT(IC)+FX*FCD1*FLOAT(1-IC))/CPIL3(1,NP)/1.2

ND=GF*(FY*FLOAT(IC)+FX*FLOAT(1-IC))

209 MD=GF*(CPIL1(1,NP)*FLOAT(IC)+CPIL2(1,NP)*FLOAT(1-IC))

C *** ALTURA DO CENTRO DE GRAVIDADE

YB1=HP/2.

YB2=HP-YB1

```

CALL DEFOR
CALL DIMEP
IF(IFO.EQ.3)GO TO 147
IF(IC=1)215,214,215
214 ATOT1=ATOT
ACNEC=GF*CPIL3(I,NP)/.85/FCD1*1.2
IF(ATOT1.EQ.0.)ATOT1=0.004*ACNEC
IC=0
GO TO 201
215 IF(ATOT.EQ.0.)ATOT=0.004*ACNEC
ATOT=ATOT+ATOT1
IF(ATOT.GT.(0.06*AC))GO TO 147
GO TO 218
147 WRITE(5,148)NP,BX(NP),BY(NP),DIX,DIY,LB
148 FORMAT(5X,15,2X,F4.2,1X,'X',1X,F4.2,3X,2F6.2,4X,5(' '),8X,
1F6.1,' SECAO DE CONCRETO INSUFICIENTE')
GO TO 150
218 ATOT=ATOT*1.E4
PERAC=ATOT*100./AC/1.E4
WRITE(5,146)NP,BX(NP),BY(NP),DIX,DIY,ATOT,PERAC,LB
146 FORMAT(5X,15,2X,F4.2,1X,'X',1X,F4.2,3X,2F6.2,F9.3,F8.3,F6.1
1)
150 RETURN
END

```

SUBROUTINE DEFOR

C
C
C

*** GERACAO DOS PARES DE DEFORMACOES EC1 E EC2

```

REAL NC(112),MC(112),NS(112),MS(112),ND,MD,KMDL,KXL,M2
DIMENSION EC1(112),EC2(112),R(7)
COMMON/RDIPIL/EX,EY,D,VI,IFO,PERCF(20),PH,PR,HP,BP,ND,MD,
1YB1,YB2,NC,MC,NS,MS,DIX,DIY,IP,IC,FYD,FCD,NBY,AC,ATOT
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SIG(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RCAES1/NP,NN,NA,NPV,IASIM,E,LB,X(99),Y(99),JK(99,2),
1BX(99),BY(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NSUP(
250),LR(50),NBCD,NNCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,GMT(99)

```

```

SNL=1.
R(1)=.4419
R(2)=.2648
R(3)=.162
R(4)=0.
R(5)=-R(3)
R(6)=-R(2)
R(7)=-R(1)

```

C *** CALCULO DE NC E MC

```

EC1(1)=0.01
EC2(1)=0.01
NC(1)=0.
MC(1)=0.
DO 123 J=2,6
EC1(J)=EC1(J-1)+0.002
EC2(J)=(0.01*HP-EC1(J)*HP*CVER)/D
NC(J)=0.
123 MC(J)=0.

```

```

EC1(J)=EC1(J-1)=0.0007
EC2(J)=(0.01*HP-EC1(J)*HP*CVER)/D
Z=EC1(J)*HP/(EC1(J)-EC2(J))
XB=-0.002/EC1(J)*Z
A=-0.85*FCD*BP/XB**2
B=1.7*FCD*BP/XB
NC(J)=-A*Z**3/3.-B*Z**2/2.
Z1=(4.*XB*Z-Z**2)/(12.*XB-4.*Z)
124 MC(J)=NC(J)*(YB1-Z1)*SNL
DO 125 J=17,21
EC1(J)=EC1(J-1)=0.0003
EC2(J)=(0.01*HP-EC1(J)*HP*CVER)/D
Z=EC1(J)*HP/(EC1(J)-EC2(J))
XB=-0.002/EC1(J)*Z
A=Z-XB
NC(J)=-0.85*FCD*BP*(A+2.*XB/3.)
Z1=(A**2/2.+XB**2/4.+2.*A*XB/3.)/(A+2.*XB/3.)
125 MC(J)=NC(J)*(YB1-Z1)*SNL
DO 126 J=22,35
EC1(J)=0.0035
EC2(J)=EC2(J-1)-EC2(21)/15.
Z=EC1(J)*HP/(EC1(J)-EC2(J))
NC(J)=-0.688095*FCD*BP*Z
Z1=0.4159661*Z
126 MC(J)=NC(J)*(YB1-Z1)*SNL
EC1(36)=0.0035
EC2(36)=0.
NC(36)=-0.688095*FCD*BP*HP
MC(36)=NC(36)*(YB1-0.4159661*HP)*SNL
DO 127 J=37,55
EC2(J)=EC2(J-1)=0.0007
EC1(J)=-0.0035-0.75*EC2(J)
Z=EC1(J)*HP/(EC1(J)-EC2(J))
A=(4.*HP/(Z-3.*HP/7.)/7.)*2
B=1.-4.*A/21.
NC(J)=-0.85*B*HP*BP*FCD
Z1=3.*(24.5-8.*A)/(21.-4.*A)/7.*HP
127 MC(J)=NC(J)*(YB1-Z1)*SNL
EC1(56)=0.002
EC2(56)=0.002
NC(56)=-0.85*HP*BP*FCD
MC(56)=NC(56)*(YB1-HP/2.)*SNL
C *** DETERMINACAO DE NS E MS
DO 129 J=1,56
NS(J)=0.
MS(J)=0.
A=PB
Z1=HP*(0.5-CVER)
DO 130 L=1,2
Z1=-Z1
FS=(EC2(J)*(YB1-Z1)+EC1(J)*(HP-YB1+Z1))/HP
CALL ACO(ES,0.,FYD,SIG,ITACP)
SS=SIG(1)
NS(J)=NS(J)+A*SS
130 MS(J)=MS(J)+A*Z1*SS
A=2./7.*PH
DO 129 L=1,7
FS=(EC2(J)*(YB1-Z1)+EC1(J)*(HP-YB1+Z1))/HP
Z1=HP*R(I)*(1.-2.*CVER)
CALL ACO(ES,0.,FYD,SIG,ITACP)
SS=SIG(1)
NS(J)=NS(J)+A*SS
129 MS(J)=MS(J)+A*SS*Z1
RETURN
END

```

SUBROUTINE DIMEP

C
C
C

*** DET. DA ARMADURA PELO DIAGRAMA DE INTERACAO DA SECAO

```
REAL NC(112),MC(112),NS(112),MS(112),ND,MD,NU(112),MU(112)
COMMON/RDIPIL/EX,EY,D,VI,IFO,PERCF(20),NBT,NBX,HP,BP,ND,MD,
1YB1,YB2,NC,MC,NS,MS,DIX,DIY,IP,IC,FYD,FCD,NBY,AC,ATOT
```

MD=ABS(MD)

ATOT=0.

DO 144 J=1,15

NU(56)=NC(56)+ATOT*NS(56)

IF(ND=NU(56))133,135,135

133 IF(J=2)134,147,134

134 IX=J-1

ATOT=ATOT+0.1*AC/(2.**IX)

GO TO 144

135 L=0

136 L=L+1

NU(L)=NC(L)+ATOT*NS(L)

MU(L)=MC(L)+ATOT*MS(L)

MU(L)=ABS(MU(L))

DIF=NU(L)-ND

IF(DIF)137,136,136

137 K=L

IF(MU(L).LT.MU(L-1))K=L-1

IF(MU(K)=MD)133,148,138

138 IF(ATOT)142,148,142

142 IX=J-1

ATOT=ATOT-0.1*AC/(2.**IX)

144 CONTINUE

GO TO 148

147 IFO=3

148 RETURN

END

```

FILE 8=CARTOES,UNIT=READER
FILE 12=ARQUIVO,UNIT=DISKPACK,RECORD=3600,AREA=50,LINKWORD
FILE 51=TENSAO/CONCRETO/ACO,UNIT=DISKPACK,RECORD=6,AREA=50
FILE 52=COEFICIENTES/SEGURANCA/TIPO/ACO,UNIT=DISKPACK,RECORD=8,
1 AREA=50
FILE 53=DADOS/GERAIS,UNIT=DISKPACK,RECORD=5
FILE 54=COORDENADAS/NOS,UNIT=DISKPACK,AREA=50,RECORD=4
FILE 55=PE/DIREITO,UNIT=DISKPACK,RECORD=2,AREA=50
FILE 56=PILARES,UNIT=DISKPACK,RECORD=8,AREA=60
FILE 57=PILAR/LR/ELASTICAS/ANGULO,UNIT=DISKPACK,RECORD=6,AREA=50
FILE 58=BARRAS,UNIT=DISKPACK,RECORD=11,AREA=99
FILE 59=COMENTARIO/NUMERO/CARGAS,UNIT=DISKPACK,RECORD=23
FILE 60=CARGAS/CONCENTRADAS,UNIT=DISKPACK,RECORD=4,AREA=50
FILE 61=CARGAS/DISTRIBUIDAS,UNIT=DISKPACK,AREA=50,RECORD=2
FILE 62=CARGAS/TORCAO,UNIT=DISKPACK,RECORD=2,AREA=50
FILE 63=DADOS/LAJES,UNIT=DISKPACK,RECORD=9,AREA=50
FILE 64=VIGAS/ADJACENTES,UNIT=DISKPACK,RECORD=12,AREA=50
FILE 65=LAJES/ADJACENTES,UNIT=DISKPACK,RECORD=12,AREA=50
FILE 70=DADOS/GERAIS,UNIT=DISKPACK,RECORD=63,AREA=50
FILE 71=CARGAS/PILARES,UNIT=DISKPACK,RECORD=5,AREA=50
FILE 80=BIBLIOTECA/DE/MENSAGENS,UNIT=DISKPACK,AREA=30,RECORD=80
FILE 81=NOS/PILARES/LISTA/CORRESP,UNIT=DISKPACK,AREA=30,
1 RECORD=100
FILE 82=LISTA/CORRESP,UNIT=DISKPACK,AREA=30,RECORD=50
REAL M2,INERP(50,4)
DATA KFIM/'FI'/
COMMON/RLAJE/QT(6),II(200,3),KY(4),JJ(4),QL(50),CFUN(50,
16),XL,YL,QP,KJJ,KK,XM,YM,XN,YN,K,N,VAOX(50),VAOY(50),IV(4,
23)
COMMON/RCAVIG/PE,Z(6),NV(7),T1,V1,M1,P,AR,AO,HI,HJ,IPARE,
1 CVB(99)
COMMON/RCAMAT/FCK,FCKL,FCKP,FYK,FYKL,FYKP,GC,GS,GF,ITAC,
1 ITACL,ITACP,FYD1,FCD1,SS(2),ROMF,ROMC,KMDL,KXL,M2,CVER
COMMON/RGEPIL/PILX(30,50),PILY(30,50),ICOR
COMMON/RCAES2/LBM,LB,RAE(50,3),NEQ,LL,NO,RE(3600),LLI,ID1,
1 IC,IPES(50),IBES(99),LK
COMMON/RCARQ/IVIA,IAUX,ICIMP,ICEXC,PFRR(50),IFRRO
COMMON/RGERAL/COM1(20),COM2(20),COM3(20),COM4(50),IPAV,NE,
1 NPV,COM5(14)
COMMON/RCAPIL/CODIP(50,4),CPIL1(30,50),CPIL2(30,50),CPIL3(
130,50),EMX(99,2),EMY(99,2),PILAR(50,6),INERP,AREAP(50,2),
2 PDS,PDI
COMMON/RCAES1/NB,NN,NA,NTL,IASIM,E,G,Q(99),S(99),JK(99,2),
1 B(99),H(99),XIX(99),YIY(99),C(99),CX(99),CY(99),NS(50),LR(
250),NBCD,NCC,V(150),SM(6,6),SMR(6,6),I,GMT(99)
10 READ(8,1000,ERR=64)NE,LPARE,IEXIS,ICIMP,ICEXC
1000 FORMAT(5I5)
IERRO=0
GO TO 65
64 CALL ERRO(25,'B.11')
65 IF(NE)19,20,30
19 CALL ERRO(20,'A.10')
30 WRITE(5,96)
96 FORMAT('11')
WRITE(5,99)
99 FORMAT(5X,119('*'),//,5X,'UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE J'
1 'ANEIRO - UFRJ',//,5X,'COORDENACAO DOS PROGRAMAS DE POS-GR'
2 'ADUACAO EM ENGENHARIA - COPPE',//,9X,'PROGRAMA DE ENGENHAR'
3 'IA CIVIL - AREA DE ESTRUTURAS',//,5X,119('*'))
WRITE(5,108)
108 FORMAT(/,5X,'PROGRAMA DESEC - DIMENSIONAMENTO AUTOMATICO D'
1 'E ESTRUTURAS DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO',//,9X,'FSE'

```



```

3 IEA MENEZES',/,9X,'ORIENTADOR - PROF. HUMBERTO LIMA SORIAN'
4 '0',/,5X,119(' *'))
  IF(1EXIS.EQ.1)GO TO 31
  READ(8,100,ERR=61)NPV,COM1,COM2,COM3
100 FORMAT(15,3(/20A4))
  GO TO 62
61 CALL ERRO(21,'B.10')
62 IF(NPV)89,89,97
89 CALL ERRO(22,'A.11')
97 IF(LPARE.EQ.0)GO TO 32
11 ITERM=LPARE
  WRITE(70'NE)NPV,ITERM,COM1,COM2,COM3
  LOCK(70)
31 READ(70'NE)NPV,ITERM,COM1,COM2,COM3
  IF(1EXIS)63,35,32
63 CALL ERRO(24,'A.13')
  ITERM1=ITERM
  IF(LPARE.NE.0)GO TO 11
32 ITERM=ITERM1
35 WRITE(5,101)NE,NPV,COM1,COM2,COM3
101 FORMAT(/,5X,'ESTRUTURA',14,' = EDIFICIO DE',13,' PAVIMENTO'
1 'S',/,5X,119(' *')),/,3(5X,20A4,/),/,5X,119(' *'))
  IF(1EXIS.EQ.1)WRITE(5,33)NE
33 FORMAT(/,5X,'CONTINUAÇÃO DA ESTRUTURA',14,/,5X,119(' *'))
  IF(LPARE.NE.0)WRITE(5,34)LPARE
34 FORMAT(/,5X,'O CALCULO SERA' ' INTERROMPIDO NO PAVIMENTO',
1 I4,/,5X,119(' *'))
  DO 13 I=1,50
13 LR(I)=0
  DO 50 I=1,NPV
  DO 50 M=1,50
  CPIL1(I,M)=0.
  CPIL2(I,M)=0.
50 CPIL3(I,M)=0.
  IVIA=KFIM
  IINIC=1
  IF(1EXIS.EQ.1)IINIC=NPV-ITERM+2
  IFIM=NPV
  IF(LPARE.NE.0)IFIM=NPV-LPARE+1
  DO 93 I1=IINIC,IFIM
  IPAV=NPV+1-I1
  IF(IVIA.NE.KFIM)READ(8,104)IVIA
104 FORMAT(A2)
  READ(8,103,ERR= 66)INPV,COM5
103 FORMAT(15,14A4)
  GO TO 67
66 CALL ERRO(29,'B.14')
67 IF(INPV.EQ.IPAV)GO TO 107
  IF(INPV.GT.IPAV)CALL ERRO(23,'A.12')
  K1=INPV+1
  K2=NPAV1-1
  WRITE(5,96)
  DO 105 I2=K1,K2
  I3=K2+K1-I2
  WRITE(5,106)I3,NPAV1
106 FORMAT(///,5X,119(' *')),/,5X,'PAVIMENTO N.',13,/,5X,'DIME'
1 'NSIONAMENTO IGUAL AO PAVIMENTO N.',13,/,5X,119(' *'))
  I51=I3
  WRITE(51'I51)FYK,FCK,FYKL,FCKL,FYKP,FCKP
  I51=I3
  WRITE(52'I51)GS,GC,GF,ITAC,ITACL,ITACP,CVER,PF
  I51=I3
  WRITE(55'I51)PDI,PDS
  I81=I3
  WRITE(81'I81)NS,LR

```

```

WRITE(82,I82)LR
I3=I3+1
PERR(I3)=PERR(K2)
DO 105 J=1,NA
NP=NS(J)
IF(LR(NP),NE,0)NP=LR(NP)
I4=I3+1
PILX(I4,NP)=PILX(NPAV1,NP)
PILY(I4,NP)=PILY(NPAV1,NP)
CPIL1(I3,NP)=CPIL1(K2,NP)
CPIL2(I3,NP)=CPIL2(K2,NP)
105 CPIL3(I3,NP)=CPIL3(K2,NP)
I1=NPV=INPV+1
IPAV=INPV
107 NPAV1=INPV
IPAV1=IPAV+1
IF(IPAV,GE,2)PERR(IPAV1)=0.
CALL PARAM
CALL GEOME
CALL GEOMP
CALL GEOMB
IF(IERRO,EQ,0)CALL RIGLB
CALL CARGA
IF(IERRO,EQ,0)CALL REBLC
IF(IERRO,EQ,0)CALL HIPAP
93 CONTINUE
IF(IVIA,NE,KFIM)READ(8,104)IVIA
122 WRITE(5,21)NE,COM1,COM2,COM3
21 FORMAT('11',4X,119('1*'),//,5X,'ESTRUTURA',I4,1 - CARGAS NOS'
1' PILARES E NAS FUNDACOES ',//,5X,119('1*'),//,3(/,5X,20A4),
2//,5X,119('1*'),///,5X,'CARGAS NOS PILARES',//,5X,18('1*'))
ASSIGN 41 TO IDES1
ICOM=1
IFIM2=IFIM
IF(LPARE,EQ,0)GO TO 47
IFIM2=IFIM+1
ICOM=LPARE
ASSIGN 40 TO IDES1
47 ASSIGN 42 TO IDES2
INICB=IINIC+2
IFIM3=NPV-1
IF(IEXIS,EQ,0)GO TO 49
INICB=IINIC+1
IFIM3=ITERM-1
ASSIGN 43 TO IDES2
C *** CARREGAMENTO DOS PILARES
49 DO 22 J=1,NA
GO TO IDES2,(42,43)
43 I71=J
READ(71,I71)CAC1,CAC2,CAC3
ITERM2=ITERM-1
I81=ITERM2
READ(81,I81)NS,LR
I82=ITERM2
READ(82,I82)LR
NP=NS(J)
IF(LR(NP),NE,0)NP=LR(NP)
CPIL1(ITERM2,NP)=CAC1
CPIL2(ITERM2,NP)=CAC2
CPIL3(ITERM2,NP)=CAC3
42 DO 23 M=INICB,IFIM2
IPAV=NPV+1=M
K=IPAV+1
CPP=-1.
I81=IPAV

```

```

182=IPAV
READ(82'182)LR
NP=NS(J)
IF(LR(NP).NE.0)NP=LR(NP)
IF(PILX(IPAV,NP).GE.100.)CPP=0.
23 CPIL3(IPAV,NP)=CPIL3(IPAV,NP)+CPIL3(K,NP)+2.4*PILX(IPAV,
1NP)*PILY(IPAV,NP)*PDS*CPP
C *** CARGAS NAS FUNDACOES
CFUN(NP,3)=CPIL3(1,NP)+CPIL3(NPV+1,NP)
CFUN(NP,2)=CPIL2(NPV+1,NP)
CFUN(NP,1)=CPIL1(NPV+1,NP)
GO TO IDES1,(40,41)
40 CAC1=CPIL1(ITERM=1,NP)
CAC2=CPIL2(ITERM=1,NP)
CAC3=CPIL3(ITERM=1,NP)
I71=J
WRITE(71'I71)CAC1,CAC2,CAC3
41 WRITE(5,24)NP
24 FORMAT(//,5X,'PILAR N°',I3,/,5X,11(' '),///,5X,'IPAV',2X,
1'MOMENTO X' MOMENTO Y FORÇA Z',/,15X,1(TM)',8X,1(TM)',
27X,1(T)',/)
C *** REDUÇAO DAS CARGAS NPS PILARES
DO 46 M=ICOM,IFIM3
K=NPV+1-M
IF(K.LE.3)GO TO 46
XM=0.2
IF(K=5)52,48,51
48 XM=0.4
GO TO 52
51 XM=0.6
52 QP=CPIL3(M,NP)*PERR(M)*XM
CPIL3(M,NP)=CPIL3(M,NP)-QP
46 WRITE(5,25)M,CPIL1(M,NP),CPIL2(M,NP),CPIL3(M,NP)
25 FORMAT(I8,1X,F10.3,2X,2F10.3)
22 CONTINUE
IF(LPARE.NE.0)LOCK(71)
IF(LPARE.NE.0)GO TO 44
IF(IERRO.EQ.1)GO TO 10
READ(81'1)NS,LR
READ(82'1)LR
WRITE(5,27)
27 FORMAT(///,5X,'CARGAS NAS FUNDACOES',/,5X,20(' '),///,5X,
1'PIL',2X,1'MOMENTO X' MOMENTO Y FORÇA Z',/,15X,1(TM)',8X,
2(TM)',7X,1(T)',/)
DO 28 J=1,NA
NP=NS(J)
IF(LR(NP).NE.0)NP=LR(NP)
28 WRITE(5,25)NP,(CFUN(NP,I),I=1,3)
44 IPAV=ICOM
NPV=IFIM3
IF(ICEXC.EQ.4)GO TO 999
IF(ICEXC.EQ.1.OR.ICEXC.GE.3)GO TO 12
999 CALL COLUN
12 WRITE(5,26)NE
26 FORMAT(////,5X,119(' '),//,5X,'ESTRUTURA ',I3,' - FIM DO C'
1'ALCULO',//,5X,119(' '))
GO TO 10
20 CALL EXIT
END

```

APENDICE B

PROGRAMA DESEC/BIBLIOTECA

```

FILE 5=IMPRESSAO,UNIT=PRINTER
FILE 8=CARTOES,UNIT=READER
FILE 80=BIPLIOTECA/DE/MENSAGENS,UNIT=DISKPACK,AREA=30,RECORD=80
DIMENSION COM1(20)
N=29
DO 100 I=1,N
  READ(8,101)COM1
101  FORMAT(20A4)
  WRITE(5,102)COM1(1),(COM1(J),J=2,20)
102  FORMAT(1X,'***** ERRO *',A4,'* - ',19A4,/)
  I80=I
  WRITE(80,I80)COM1
100  CONTINUE
  LOCK(80)
  CALL EXIT
  END

```

1	2	3	4	5	6	7	8
1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890							

- A.01ALGUM NO' COM VALOR SUPERIOR AO VALOR DO NUMERO DE NOS.
- B.02COORDENADAS E/OU NUMERO DO NO' NAO CONSISTENTES C/ A ESPECIFICACAO DE FORMAT
- B.01DADOS GERAIS DA GRELHA NAO CONSISTENTES C/ A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- A.02NUMERO DE NO', PILAR OU BARRA IGUAL A 7 FRO OU NEGATIVO.
- B.03DADOS DOS PILARES NAO CONSISTENTES C/ A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- B.04DADOS DO PE' DIREITO NAO CONSISTENTES COM A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- A.03NUMERO DE LAJES OU CARGAS DIST. NEGATIVO; OBSERVE VALOR ABAIXO.
- B.05NUMERO DE CARGAS NAO CONSISTENTES COM A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- B.06DADOS DO CARREGAMENTO NAO CONSISTENTES C/ A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- A.04NO' REFERENTE A CARGA CONCENTRADA E' ZERO OU NEGATIVO
- A.05NUMERO DE CARGA DISTRIBUIDA NEGATIVO.
- A.06NUMERO DO ELEMENTO C/ CARGA DISTRIBUIDA, ZERO OU NEGATIVO.
- B.07CARGAS E/OU DIM. DAS LAJES, NAO CONSISTENTES COM A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- B.08VIGAS OU LAJES ADJACENTES NAO CONSISTENTES COM A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- B.09BARRAS NAO CONSISTENTES COM A ESPECIFICACAO DE FORMAT.
- A.07ALGUMA BARRA DE NUMERO SUPERIOR AO NUMERO DE BARRAS DA GRELHA.
- A.08LARGURA DE BANDA SUPERIOR A 60.
- C.01ELEMENTO DA DIAGONAL PRINCIPAL DA MAT. DE RIG. NULO OU MENOR QUE ZERO.
- A.09(NAO UTILIZADO)
- A.10NUMERO DA ESTRUTURA NEGATIVO.
- B.10NUMERO DE PAVIMENTOS DA ESTRUTURA INCONSISTENTE COM O FORMAT.
- A.11NUMERO DE PAVIMENTOS NEGATIVOS OU IGUAL A ZERO.
- A.12NUMERO DE PAVIMENTO SUPERIOR AO NUMERO DE PAVIMENTOS DA ESTRUTURA.
- A.13INDICE "IFXS" NEGATIVO.
- B.11NUMERO DA ESTRUTURA E/OU INDICES DE CONTROLE INCONSISTENTES C/ O FORMAT.
- B.12VALORES CARACTERISTICOS DOS MATERIAIS INCONSISTENTES COM O FORMAT.
- B.13COEF. DE SEGURANCA F/OU INCIES TIPO ACO INCONSISTENTES COM O FORMAT.
- C.02INCONSISTENCIA NOS PTOS. DE MOM. NULOS, O CALC. PASSARA' A VIGA SEGUINTE.
- B.14NUMERO DO PAVIMENTO INCONSISTENTE COM O FORMAT EMPREGADO.